

# **Thermisch getrennte Stützen-Decken-Anschlüsse im Stahlbetonbau**

Ein Modell zum Tragverhalten bei großen Fugendicken

Dem Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Technischen Universität Darmstadt  
zur Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)  
vorgelegte

DISSERTATION

von

**Dipl.-Ing. Jochen Karl Zeier**

aus  
Frankenthal (Pfalz)

**D 17**

**Darmstadt 2019**

Referent: Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn

Tag der Einreichung: 16. Oktober 2018

Tag der mündlichen Prüfung: 28. Januar 2019

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

Anschrift:

Institut für Massivbau  
Franziska-Braun-Str. 3  
64287 Darmstadt

<http://www.massivbau.tu-darmstadt.de>

Jochen Karl Zeier:

Thermisch getrennte Stützen-Decken-Anschlüsse im Stahlbetonbau –  
Ein Modell zum Tragverhalten bei großen Fugendicken

1. Auflage Darmstadt

Dissertation // Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt; Heft 43

Veröffentlichung nach UrhG

ISBN 978-3-942886-20-8

Dr.-Ing. Jochen Zeier

Geboren 1985 in Frankenthal (Pfalz). Von Ende 2005 bis Anfang 2011 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Darmstadt. Anfang 2011 bis Anfang 2013 Mitarbeiter bei Julius Berger International in Wiesbaden. Anfang 2013 bis Ende 2013 Mitarbeiter bei Julius Berger Nigeria auf einer Großbaustelle in Uyo, Akwa Ibom State, Nigeria. Ende 2013 bis Ende 2018 wissenschaftlicher Mitarbeiter von Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner am Institut für Massivbau und dem Forschungs- und Prüflabor Massivbau der Technischen Universität Darmstadt. Seit Ende 2018 Mitarbeiter bei Julius Berger International in Wiesbaden.

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt und meiner dortigen Forschungstätigkeit im Rahmen des Forschungsprojektes „Entwicklung thermisch entkoppelter Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen“, gefördert durch die Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR), Bonn.

Meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner danke ich aufrichtig für seine Unterstützung, das mir entgegengebrachte Vertrauen sowie die mir gewährten Möglichkeiten.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn danke ich sehr herzlich für das Interesse an meiner Arbeit und für die Übernahme des Koreferates.

Bei Herrn Dominik Müller M.Sc., Herrn Benjamin Purkert M.Sc. und Herrn Dr.-Ing. Pascal Winkes bedanke ich mich für die kritische Durchsicht des Manuskriptes. Herrn Dr.-Ing. Tilo Proske danke ich für seinen Rat und sein großes Interesse an experimenteller Forschung. Bedanken möchte ich mich an dieser Stelle auch bei Herrn Dr.-Ing. Linh Ngoc Tran für den wissenschaftlichen Disput über die numerische Modellierung.

Außerdem bedanke ich mich sehr herzlich bei meinen Kolleginnen und Kollegen für die freundschaftliche und sehr angenehme Zusammenarbeit während meiner Zeit am Institut für Massivbau, die mir stets in freudiger Erinnerung bleiben wird.

Mein Dank richtet sich auch an meine Eltern Verena und Karl-Dieter Zeier für die mir eröffneten Möglichkeiten und die stete Unterstützung während meines Studiums und in der Promotionszeit. Ebenfalls möchte ich mich bei meinem Bruder Kai-Steffen Zeier für seine Unterstützung bedanken.

Der größte Dank gilt jedoch meiner lieben Frau Sabrina, die durch ihren Rückhalt, ihr Verständnis und ihre Geduld einen großen Anteil am Gelingen dieser Arbeit hatte. Meinem Sohn Nico danke ich für die immer willkommene Ablenkung. Ihr seid das Wichtigste in meinem Leben.

Darmstadt, Januar 2019

Jochen Zeier





## **Zusammenfassung**

Die globale Erwärmung der Atmosphäre ist mit hoher Wahrscheinlichkeit von dem anthropogenen Energieverbrauch und den dadurch verursachten Emissionen von Treibhausgasen beeinflusst. Den nachfolgenden Generationen droht damit eine signifikante Beeinträchtigung der Lebensbedingungen durch die Auswirkungen der globalen Erwärmung. Durch eine stete Verschärfung der Vorschriften zur Verbesserung der Gebäudehülle im Hinblick auf den Wärmedurchgang erhöht sich der Einfluss der Wärmebrücken auf den Gesamtwärmeverlust des Gebäudes. Eine Vermeidung oder Reduzierung dieser Wärmebrücken zwischen Stahlbetonstützen mit Zugang zu kalter Außenluft und den Geschossdecken kann erheblich dazu beitragen, eine Erhöhung der Gebäudequalität zu erreichen und somit den künftigen Anforderungen an energieeffizientes Bauen gerecht zu werden.

Im Rahmen dieser Arbeit ist es gelungen, ein hoch tragfähiges Anschlusselement zu entwickeln, mit dem die Wärmeverluste an Stützen-Decken-Knoten deutlich verringert werden können. Das Tragverhalten des Stützen-Decken-Knotens bei großen Fugendicken unter Verwendung des Anschlusselementes wurde mithilfe des entwickelten numerischen Modells zutreffend abgebildet. Die Validierung des numerischen Modells erfolgte an umfangreichen experimentellen Untersuchungen. Basierend auf den numerischen und experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Knotens wurde ein empirischer Bemessungsvorschlag zur einfachen Anwendung des Anschlusselementes in der Baupraxis erstellt.

## **Abstract**

Global warming of the atmosphere is highly likely to be influenced by anthropogenic energy consumption and the resulting emissions of greenhouse gases. Subsequent generations are thus threatened with a significant impairment of living conditions due to the effects of global warming. A constant tightening of the regulations to improve the building envelope in terms of heat flow increases the impact of the thermal bridges on the overall heat loss of the building. An avoidance or reduction of these heat bridges can significantly contribute to an increase in the quality of buildings and thus to the future requirements of energy-efficient construction.

As part of this work, it has been possible to develop a high load bearing capacity connection element which allows sufficient thermal decoupling of reinforced concrete columns (in the area of cold outside air) from reinforced concrete ceilings (warm interior). The load bearing behaviour of the column connection with large joint thicknesses was correctly described by using the developed numerical model. The numerical model was validated by an extensive experimental study. Based on the numerical and experimental studies on the load bearing behaviour of the column connection, an empirical design model for the application of the connection element in the building industry was proposed.



---

## Inhaltsverzeichnis

<b>Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen .....</b>	<b>VI</b>
<b>1      Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1    Motivation.....	1
1.2    Zielsetzung .....	2
1.3    Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit .....	2
<b>2      Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses .....</b>	<b>5</b>
2.1    Vorgehen.....	5
2.2    Systembeschreibung .....	6
2.3    Bauphysikalische Anforderungen an Stützen-Decken-Knoten .....	9
2.3.1    Einführung.....	9
2.3.2    Brandschutz .....	9
2.3.3    Feuchteschutz .....	10
2.3.4    Wärmeschutz .....	12
2.3.5    Zusammenfassung .....	13
2.4    Bestimmung der maximal zulässigen Wärmeleitfähigkeit des Anschlusselementes.....	14
2.4.1    Allgemeines.....	14
2.4.2    Beschreibung der Modelle zur thermischen Analyse.....	17
2.4.3    Auswertung der Oberflächentemperaturen und des Wärmestromes des Stützen-Decken-Knotens.....	21
2.4.4    Untersuchung der Wirtschaftlichkeit .....	22
2.5    Tragverhalten von Stützen-Decken-Knoten - Stand der Technik.....	24
2.5.1    Einführung.....	24
2.5.2    Untersuchung zur erforderlichen Tragfähigkeit am Stützenkopf.....	24
2.5.3    Tragverhalten dünner Fugen unter vorwiegender Normalkraft .....	26
2.5.4    Horizontaler Lastabtrag über die Fuge .....	35
2.5.5    Auswirkungen auf die an den Stützen-Decken-Anschluss angrenzende Decke.....	37
2.5.6    Auswirkungen auf die an den Stützen-Decken-Anschluss angrenzende Stütze im darüber liegenden Geschoss .....	40

2.5.7	Schlussfolgerungen .....	41
2.6	Baustoffauswahl und Variantenfindung.....	43
2.6.1	Materialienzusammenstellung .....	43
2.6.2	Ausschluss nicht geeigneter Materialien .....	44
2.6.3	Variantenuntersuchung für den Stützen-Decken-Anschluss .....	46
2.7	Mögliche Einbausituationen für den Stützen-Decken-Anschluss.....	47
2.8	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen .....	51
<b>3</b>	<b>Materialeigenschaften des Anschlusselementes.....</b>	<b>53</b>
3.1	Einführung .....	53
3.2	Materialeigenschaften von Beton.....	53
3.2.1	Grundlagen und Ausgangsstoffe .....	53
3.2.2	Einaxiale Betondruckfestigkeit .....	55
3.2.3	Betonzugfestigkeit und Bruchenergie .....	60
3.2.4	Mehraxiale Betondruckfestigkeit .....	64
3.2.5	Last- und zeitabhängige Verformungskenngrößen von Beton.....	69
3.3	Materialeigenschaften von Leichtbeton .....	71
3.3.1	Allgemeines.....	71
3.3.2	Festigkeit unter Druck- und Zugbeanspruchung .....	72
3.3.3	Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Elastizitätsmodul.....	74
3.3.4	Bruchenergie .....	75
3.3.5	Mehraxiales Spannungsverhalten.....	75
3.3.6	Weitere wesentliche Eigenschaften .....	76
3.4	Materialeigenschaften von UHPC .....	77
3.4.1	Allgemeines.....	77
3.4.2	Festigkeit unter Druck- und Zugbeanspruchung .....	77
3.4.3	Elastizitätsmodul .....	78
3.5	Materialeigenschaften Beton- und Edelstahl .....	79
3.5.1	Festigkeit unter Druck- und Zugbeanspruchung .....	79
3.5.2	Verbund.....	80

---

<b>4</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses.....</b>	<b>83</b>
4.1	Einführung .....	83
4.2	Untersuchungskonzept und -parameter.....	83
4.2.1	Allgemeines.....	83
4.2.2	Versuchsprogramm .....	88
4.3	Herstellung der Versuchskörper .....	96
4.4	Versuchsdurchführung.....	97
4.4.1	Versuchsaufbau .....	97
4.4.2	Belastungsprogramm.....	98
4.4.3	Messeinrichtung .....	99
4.5	Ermittlung der Materialkennwerte .....	102
4.6	Versuchsergebnisse .....	104
4.6.1	Definition der Bezugsgrößen .....	104
4.6.2	Vorversuche am Anschlusselement aus Leichtbeton .....	106
4.6.3	Versuchsreihe 1 .....	107
4.6.4	Versuchsreihe 2 .....	110
4.6.5	Versuchsreihe 3 .....	111
4.6.6	Versuchsreihe 4 .....	113
4.6.7	Versuchsreihe 5 .....	115
4.7	Auswertung der Versuchsreihen .....	122
4.7.1	Auswirkungen der Betondruckfestigkeit.....	122
4.7.2	Auswirkungen der Festigkeit des Anschlusselementes.....	123
4.7.3	Auswirkungen des Längsbewehrungsgrades .....	124
4.7.4	Auswirkungen der Zusatzbügel im Anschlussbereich .....	124
4.7.5	Auswirkungen der Bügel im Anschlusselement .....	125
4.7.6	Auswirkungen der Bügelbewehrung der Stahlbetonstütze .....	126
4.7.7	Spitzendruck und Dehnung der Längsbewehrung .....	127
4.8	Zusammenfassung und Zusammenstellung der versuchstechnisch gewonnenen Erkenntnisse .....	129

<b>5</b>	<b>Numerische Modellierung des Tragverhaltens des Anschlusselementes .</b>	<b>133</b>
5.1	Allgemeines .....	133
5.2	Auswahl der FE-Software .....	133
5.3	Materialmodelle und Anpassung der Materialparameter.....	135
5.3.1	Einführung.....	135
5.3.2	Materialmodell der Bewehrung.....	135
5.3.3	Materialmodell des Betons.....	135
5.3.4	Anpassungen für Normalbeton.....	138
5.3.5	Anpassungen für Leichtbeton.....	139
5.3.6	Anpassungen für UHPC .....	140
5.4	Modellbeschreibung.....	141
5.5	Validierung der numerischen Berechnungen .....	145
5.5.1	Allgemeines.....	145
5.5.2	Traglasten .....	145
5.5.3	Verformungen .....	149
5.5.4	Versagensbild .....	151
5.5.5	Dehnungen der Bewehrung .....	152
5.6	Parameterstudie zum Tragverhalten des Anschlusselementes.....	155
5.6.1	Erweiterung des numerischen Modells .....	155
5.6.2	Ausgangsversion für die Parameterstudie .....	156
5.6.3	Verformung unter Last .....	158
5.6.4	Sensitivitätsanalyse der Traglast bei Änderungen der Materialparameter .....	159
5.6.5	Definition der Bezugsgrößen.....	162
5.6.6	Einfluss der Druckfestigkeitsklasse und des Bewehrungsgrades.....	163
5.6.7	Einfluss der Anzahl der Bewehrungsstäbe .....	166
5.6.8	Einfluss der Exzentrizität der Belastung .....	169
5.6.9	Einfluss der Abmessungen des Anschlusselementes .....	173
5.6.10	Einfluss der Dicke des Anschlusselementes .....	175
5.6.11	Einfluss der Breite der Stahlbetonstütze .....	177

5.6.12	Einfluss des lichten Abstandes zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem Anschlusselement .....	179
5.6.13	Einfluss des Abstandes der Bügelbewehrung .....	180
5.6.14	Einfluss der Anordnung von Zusatzbügeln .....	182
5.6.15	Einfluss der Schichtdicke des Vergussmörtels.....	185
5.6.16	Einfluss der Verfüllung der Rüttelöffnung im LC-Element.....	185
5.7	Zusammenfassung.....	187
<b>6</b>	<b>Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages.....</b>	<b>191</b>
6.1	Einführung .....	191
6.2	Abgrenzungskriterien.....	191
6.3	Empirischer Ansatz zur Bestimmung der Traglast in Stützenlängsrichtung ...	194
6.4	Validierung des empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast .....	201
6.5	Einbettung des empirischen Ansatzes in ein Sicherheitsformat .....	202
6.6	Vergleich der in Versuchsreihe 5 aufgetragenen Höhe der Laststufen und den Bemessungslasten des Stützen-Decken-Anschlusses.....	206
6.7	Bemessungsvorschlag .....	207
6.7.1	Allgemeines.....	207
6.7.2	Bestimmung der erforderlichen Zusatzbügel .....	208
6.7.3	Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung der Stahlbetonstütze ...	208
6.7.4	Bestimmung der Traglast in Längsrichtung .....	209
6.8	Zusammenfassung.....	211
<b>7</b>	<b>Resümee und Ausblick.....</b>	<b>213</b>
7.1	Resümee .....	213
7.2	Ausblick .....	216
<b>8</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>219</b>
<b>9</b>	<b>Anhang .....</b>	<b>239</b>

## FORMELZEICHEN, VARIABLEN UND ABKÜRZUNGEN

### Lateinische Buchstaben:

$a$	<i>Außenabmessung</i>
$a$	<i>Dicke des Bereichs ohne Längsbewehrung</i>
$A$	<i>Fläche</i>
$A_{\text{Brutto}}$	<i>Bruttoquerschnittsfläche</i>
$a_c$	<i>Achismaß der Umschnürobewehrung</i>
$A_c$	<i>Betonquerschnittsfläche</i>
$A_{c,\text{netto}}$	<i>Nettobetonquerschnittsfläche</i>
$A_{\text{load}}$	<i>Belastungsfläche</i>
$A_s$	<i>Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung</i>
$A_{sl}$	<i>Querschnittsfläche der Längsbewehrung</i>
$A_{sl}^*$	<i>Querschnittsfläche der Längsbewehrung in einer Stützenflanke</i>
$A_{s,\text{Bügelbewehrung}}$	<i>Querschnittsfläche der erforderlichen Bügelbewehrung</i>
$A_{s,\text{quer}}$	<i>erforderliche Querbewehrung</i>
$A_{s,\text{Querdehnung}}$	<i>Querschnittsfläche der erforderlichen Zusatzbügel aus dem Querdehnungsunterschied zwischen Leichtbetonelement und Stahlbetonstütze</i>
$A_{s,\text{Ringzugkraft}}$	<i>Querschnittsfläche der erforderlichen Bügelbewehrung aus der Ringzugkraft der Endverankerung der Längsbewehrung</i>
$A_{s,\text{Spitzendruck}}$	<i>Querschnittsfläche der erforderlichen Zusatzbügel aus dem Spitzendruck der Längsbewehrung</i>
$A_{s,\text{Umschnürung}}$	<i>Querschnittsfläche der erforderlichen Bügelbewehrung zur Umschnürung des Kernbetons zur Übernahme der Kraft aus der Längsbewehrung</i>
$A_{s,\text{Zusatzbügel}}$	<i>Querschnittsfläche der erforderlichen Zusatzbügel</i>
$a_{\text{Stütze}}$	<i>Außenabmessung der Stütze</i>
$A_{sx}; A_{sy}; A_{sz}$	<i>Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung in x-, y- oder z-Richtung</i>
$a_{zB}$	<i>Abstand des Zusatzbügels von der Unterkante des LC-Elementes</i>
$b$	<i>Stützenbreite</i>



$b_c$	<i>Achismaß der Umschnürungsbewehrung</i>
$b_i$	<i>Achsabstand der durch eine Bügelecke vom Ausknicken gesicherten vertikalen Längsbewehrungsstäbe</i>
$b_{LC}$	<i>Breite des LC-Elementes</i>
$b_{LC,red}$	<i>reduzierte Breite des LC-Elementes</i>
$b_{Stütze}$	<i>Stützenbreite</i>
$c$	<i>Beiwert in Abhängigkeit der Fugenrauigkeit</i>
$c$	<i>Stützenbreite</i>
$c$	<i>Parameter zur Bestimmung der Ver- und Entfestigung des Materials</i>
$c_{nom}$	<i>Betondeckung</i>
$d$	<i>Dicke</i>
$d$	<i>statische Nutzhöhe</i>
$d_c$	<i>Achismaß der Umschnürungsbewehrung</i>
$d_D$	<i>Dämmschichtdicke</i>
$d_{G,max}$	<i>Größtkorndurchmesser</i>
$d_x, d_y$	<i>statische Nutzhöhe in x- bzw. y-Richtung</i>
$d_M$	<i>Dicke der Mörtelfuge</i>
$e$	<i>Exzentrizität der Belastung</i>
$e$	<i>Bruchflächenexzentrizität</i>
$E$	<i>Elastizitätsmodul</i>
$e_0$	<i>Mindestexzentrizität</i>
$e_1$	<i>Exzentrizität nach Th. I. Ordnung</i>
$e_2$	<i>Zusatzexzentrizität aus Th. II. Ordnung</i>
$E_a$	<i>Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung</i>
$E_{c0}$	<i>Elastizitätsmodul des Betons als Tangente am Ursprung</i>
$E_{c0,mod}$	<i>Elastizitätsmodul des Betons als Tangente am Ursprung unter Berücksichtigung der Art der Gesteinskörnung</i>
$E_c$	<i>Elastizitätsmodul des Betons</i>

$E_{cl}$	<i>Elastizitätsmodul des Betons als Sekante durch den Ursprung und der Dehnung bei Erreichen der maximalen Spannung <math>f_{cm}</math></i>
$E_{cm}$	<i>Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons als Sekante durch den Ursprung und der Dehnung bei einer Spannung von <math>0,4 \cdot f_{cm}</math></i>
$E_{cm}(t)$	<i>Mittleres Sekantenmodul des Betons im Alter von <math>t</math> Tagen</i>
$E_{col}$	<i>Elastizitätsmodul der Stütze</i>
$E_d$	<i>Bemessungswert der Einwirkung</i>
$e_{FEM,oben}$	<i>vorgegebene Exzentrizität im FE-Modell an der oberen Lasteinleitung</i>
$e_{FEM,unten}$	<i>vorgegebene Exzentrizität im FE-Modell an der unteren Lasteinleitung</i>
$e_{ges}$	<i>Gesamtexzentrizität</i>
$e_i$	<i>Exzentrizität aus Imperfektion</i>
$e_{ist}$	<i>im Versuch gemessene Exzentrizität</i>
$E_{lcm}$	<i>Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Leichtbeton</i>
$E_m$	<i>Elastizitätsmodul der Zementmatrix</i>
$E_M$	<i>Elastizitätsmodul des Mörtels</i>
$E_s$	<i>Elastizitätsmodul der Bewehrung</i>
$E_{slab}$	<i>Elastizitätsmodul der Decke</i>
$e_{soll}$	<i>planmäßig aufgebraachte Exzentrizität</i>
$e_x$	<i>Exzentrizität in <math>x</math> - Richtung</i>
$e_{x,ist,oben}$	<i>vorhandene Exzentrizität in <math>x</math> - Richtung an der oberen Messstelle</i>
$e_{x,ist,unten}$	<i>vorhandene Exzentrizität in <math>x</math> - Richtung an der unteren Messstelle</i>
$e_{x,soll}$	<i>planmäßig aufgebraachte Exzentrizität in <math>x</math> - Richtung</i>
$e_y$	<i>Exzentrizität in <math>y</math> - Richtung</i>
$e_{y,ist,oben}$	<i>vorhandene Exzentrizität in <math>y</math> - Richtung an der oberen Messstelle</i>
$e_{y,ist,unten}$	<i>vorhandene Exzentrizität in <math>y</math> - Richtung an der unteren Messstelle</i>
$e_{y,soll}$	<i>planmäßig aufgebraachte Exzentrizität in <math>y</math> - Richtung</i>
$f$	<i>Druckfestigkeit</i>

$f_{0,2}$	<i>Festigkeit des Bewehrungsstahls bei 0,2 % bleibender Dehnung</i>
$f_c$	<i>Betondruckfestigkeit</i>
$f_{c0}$	<i>Grundwert des Verfestigungsverhaltens von Beton</i>
$f_{c,cyl}$	<i>charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton</i>
$f_{c,Versuch}$	<i>Betondruckfestigkeit im Versuch</i>
$f_{cd}$	<i>Bemessungswert der Druckfestigkeit von Beton</i>
$f_{cm}$	<i>Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen</i>
$f_{cm0}$	<i>Bezugsspannung zur Bestimmung der Bruchenergie</i>
$f_{cm}(t)$	<i>Mittelwert der Druckfestigkeit im Alter von t Tagen</i>
$f_{cm,cyl}$	<i>Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen</i>
$f_{cm,cube}$	<i>Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen</i>
$f_{ck}$	<i>charakteristische Druckfestigkeit von Beton</i>
$f_{ck,c}$	<i>charakteristische Druckfestigkeit von umschnürtem Beton</i>
$f_{ck,slab}$	<i>charakteristische Druckfestigkeit der Decke</i>
$f_{ct}$	<i>Betonzugfestigkeit</i>
$f_{ct,sp}$	<i>Mittelwert der Spaltzugfestigkeit von Beton</i>
$f_{ctd}$	<i>Bemessungswert der Betonzugfestigkeit</i>
$f_{ctm}$	<i>Mittelwert der Betonzugfestigkeit im Alter von 28 Tagen</i>
$f_{ctm}(t)$	<i>Mittelwert der Betonzugfestigkeit für ein Alter von t Tagen</i>
$f_{ctk;0,05}$	<i>5 %- Fraktilwert der mittleren Zugfestigkeit von Beton</i>
$f_{ctk;0,95}$	<i>95 %- Fraktilwert der mittleren Zugfestigkeit von Beton</i>
$F_{Ed}$	<i>Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft</i>
$F_i^f$	<i>Versagensfläche</i>
$F_j; F_k$	<i>Temperaturkorrekturfaktor</i>
$f_{lc,cube100}$	<i>charakteristische Würfeldruckfestigkeit von Leichtbeton unter Verwendung eines Würfels mit 100 mm Kantenlänge</i>
$f_{lc,cube150}; f_{lc,cube}$	<i>charakteristische Würfeldruckfestigkeit von Leichtbeton unter Verwendung eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge</i>

## Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen

---

$f_{lc,cube200}$	<i>charakteristische Würfeldruckfestigkeit von Leichtbeton unter Verwendung eines Würfels mit 200 mm Kantenlänge</i>
$f_{lc,cyl}$	<i>charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Leichtbeton</i>
$f_{lck}$	<i>charakteristische Druckfestigkeit von Leichtbeton</i>
$f_{lck,c}$	<i>charakteristische Druckfestigkeit von umschnürtem Leichtbeton</i>
$f_{lcm}$	<i>Mittelwert der Druckfestigkeit von Leichtbeton</i>
$f_{lctm}$	<i>Mittelwert der Zugfestigkeit von Leichtbeton</i>
$f_{lctm,sp}$	<i>Mittelwert der Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton</i>
$f_{NB}$	<i>Druckfestigkeit von Normalbeton</i>
$F^p$	<i>Versagensfläche</i>
$f_{Rsi,min}$	<i>Bemessungstemperaturfaktor</i>
$f_{s,Versuch}$	<i>Festigkeit des Bewehrungsstahl im Versuch</i>
$f_{sm}$	<i>Mittelwert der Festigkeit des Bewehrungsstahls</i>
$f_t$	<i>Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls</i>
$f_{t,ef}$	<i>effektive Zugfestigkeit</i>
$f_{ti}$	<i>Zugfestigkeit in Materialrichtung i</i>
$f_{tm}$	<i>Mittelwert der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls</i>
$f_y$	<i>Streckgrenze des Bewehrungsstahls</i>
$f_{yd}$	<i>Bemessungswert der Festigkeit des Bewehrungsstahls</i>
$f_{ym}$	<i>Mittelwert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls</i>
$f_{ywd,eff}$	<i>effektive Stahlspannung im Bügel</i>
$\Delta f_c$	<i>Abstand zwischen charakteristischer und mittlerer Druckfestigkeit von Beton</i>
$\Delta f_c(x)$	<i>Verlauf der Überlastung des Betons</i>
$\max \Delta f_c$	<i>Maximalwert der Betonüberlastung</i>
$G_f$	<i>Bruchenergie von Beton</i>
$G_{f0}$	<i>Grundwert der Bruchenergie</i>
$G_{FoA}$	<i>Grundwert der Bruchenergie für Leichtbeton</i>
$G_{flc}$	<i>Bruchenergie von Leichtbeton</i>
$G^p(\sigma_{kl}^t)$	<i>plastische Potentialfunktion</i>

$h$	<i>Abmessung des Fugenmaterials in Wirkungsrichtung der Bewehrung</i>
$h$	<i>Deckendicke</i>
$h_{LC}$	<i>Höhe des LC-Elementes</i>
$H_{dx}$	<i>Anprallkraft in Fahrtrichtung</i>
$i$	<i>Zählvariable</i>
$i$	<i>Trägheitsradius des Querschnittes</i>
$I$	<i>Trägheitsmoment</i>
$j$	<i>Zählvariable</i>
$k$	<i>charakteristische Werte</i>
$k$	<i>Beiwert zur Berücksichtigung der Sandart zur Bestimmung der umschnürten Druckfestigkeit von Leichtbeton</i>
$k$	<i>Beiwert der Spannungs-Dehnungs-Kurve</i>
$k$	<i>Zählvariable</i>
$k_e$	<i>Reduktionsfaktor der effektiven Betonfläche</i>
$l$	<i>Länge</i>
$l$	<i>Zählvariable</i>
$l_0$	<i>Knicklänge des Systems</i>
$l_b$	<i>Verankerungslänge</i>
$L_c$	<i>charakteristische Länge</i>
$l_{ij}$	<i>Melderichtung</i>
$l_k$	<i>die Länge der linienförmigen Wärmebrücke <math>k</math></i>
$L_t$	<i>charakteristische Länge des Finiten Elementes</i>
$m$	<i>Mittelwert</i>
$m$	<i>Geradensteigung</i>
$M$	<i>einwirkendes Biegemoment</i>
$M_1$	<i>einwirkendes Biegemoment nach Th. I. Ordnung</i>
$M_2$	<i>einwirkendes Biegemoment nach Th. II. Ordnung</i>
$M_{Ed}$	<i>Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes</i>
$M_i$	<i>Biegemoment aufgrund von Imperfektion</i>

$n$	<i>Zählvariable</i>
$N$	<i>Normalkraft</i>
$N_{Ed}$	<i>Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft</i>
$N_R$	<i>Normalkraftwiderstand</i>
$N_{R,FEM}$	<i>Traglast in der Modellierung</i>
$N_{R,FEM,Versuch}$	<i>Traglast in der Modellierung der experimentellen Versuche</i>
$N_{R,LC-El\text{em.}}$	<i>Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes mit starr-plastischem Materialverhalten unter Berücksichtigung der Exzentrizität der Last</i>
$N_{R,LC-El\text{em.},max}$	<i>Maximalwert der Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes mit starr-plastischem Materialverhalten unter Berücksichtigung der Exzentrizität der Last</i>
$N_{R,SDA}$	<i>Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses unter Verwendung des Leichtbetonelementes</i>
$N_{R,Versuch}$	<i>Traglast im Versuch</i>
$N_{R,Versuch,LC}$	<i>Traglast des LC-Elementes im Versuch</i>
$N_{R,Versuch}^*$	<i>Traglast im Versuch umgerechnet auf eine Exzentrizität der Belastung von 2,0 cm</i>
$N_{Rd}$	<i>Bemessungswert der Normalkraft</i>
$N_{Rd,SDA}$	<i>Bemessungswert der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses</i>
$N_{Rd,SDA,ohne LC-El\text{em.},max}$	<i>Bemessungswert der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses ohne Prüfung der Maximaltragfähigkeit des Leichtbetonelementes</i>
$N_{Rd,Theorie,Stütze,QS}$	<i>Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze</i>
$N_{Rm}$	<i>Mittelwert des Normalkraftwiderstandes</i>
$p_i$	<i>Wasserdampfteildruck der Raumluf</i>
$p_{sat,i}$	<i>Sättigungsdampfdruck für die Raumluf</i>
$p_{sat,si}$	<i>Sättigungsdampfdruck für den kritischen Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur</i>
$q$	<i>Wärmestromdichte</i>
$l/r$	<i>Krümmung an der Einspannstelle der Modellstütze</i>
$R$	<i>Wärmedurchlasswiderstand</i>

$R$	<i>Bestimmtheitsmaß</i>
$R_d$	<i>Bemessungswert des Tragwiderstandes</i>
$R_{si}, R_{se}$	<i>Wärmeübergangswiderstände</i>
$R_T$	<i>Wärmedurchgangswiderstand</i>
$s$	<i>vertikaler Abstand der Bügelbewehrung</i>
$s$	<i>Schlupf</i>
$s$	<i>Beiwert abhängig vom Zementtyp</i>
$s_{80}$	<i>konstanter vertikaler Abstand der Bügelbewehrung von 80 mm</i>
$s_c$	<i>vertikaler Abstand der Umschnürlingsbewehrung</i>
$s_i$	<i>Schrittweite der numerischen Modellierung</i>
$s_{min}$	<i>erforderlicher minimaler Abstand der Bügelbewehrung in vertikaler Richtung für stumpf gestoßene Fertigteile</i>
$s_{max}$	<i>maximal zulässiger normativer Abstand der Bügelbewehrung in vertikaler Richtung</i>
$t$	<i>Dicke des Fugenmaterials</i>
$t$	<i>Zeit oder Zeitpunkt</i>
$T$	<i>Temperatur</i>
$T$	<i>Verbundkraft</i>
$T_0$	<i>Raumtemperatur</i>
$T_A$	<i>Temperatur an der Stelle A</i>
$t_s$	<i>Startzeitpunkt</i>
$\Delta T$	<i>Temperaturänderung</i>
$U$	<i>Wärmedurchgangskoeffizient</i>
$U_s$	<i>Umfang eines Bewehrungsstabes</i>
$u_0$	<i>Umfang</i>
$u_{crit}$	<i>Umfang des kritischen Rundschnittes</i>
$u_i$	<i>Umfang des betrachteten Rundschnittes</i>
$u_s$	<i>Umfang des Bewehrungsstabes</i>
$V_{Ed}$	<i>Bemessungswert der einwirkenden Querkraft</i>
$w$	<i>Rissöffnung</i>

$w/z$	Wassorzementwert
$w_c$	maximale Rissöffnung
$w_d$	Eingabeparameter der FEM-Software zur Begrenzung der kritischen Verformung des Materials
$w_i$	Abstand der Längsbewehrungsstäbe
$x; y; z$	Koordinatenrichtung
$z$	Hebelarm
$z$	bezogener Abstand von der Verbundfuge
$Z_2$	Zugkraft
$Z_{Decke}$	Zugkraft in der Decke
$Z_R$	Ringzugkraft
$Z_s$	auf tretende Spaltzugkraft
$Z_{s,q,M}$	Querzugkraft aufgrund unterschiedlicher Querdehnung
$Z_{s,q,Spitze}$	Querzugkraft aus Spitzendruck
$Z_{s,q,Umsch}$	Querzugkraft aus der Umschnürung des Stützenkerns

### Griechische Buchstaben:

$\alpha$	Beiwert zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit
$\alpha$	Verbundbeiwert
$\alpha$	Faktor zur Bestimmung der optimierten Schrittweite der FEM-Analyse
$\alpha$	Neigungswinkel der Verbundbewehrung
$\alpha, \alpha_c$	Dauerstandsfaktor für bewehrten Beton
$\alpha_{cc,pl}$	Dauerstandsfaktor für unbewehrten Beton
$\alpha_{lc}$	Dauerstandsfaktor für Leichtbeton
$\alpha_{char.}^*$	Faktor zur Umrechnung der mittleren in die charakteristische Betondruckfestigkeit
$\alpha_{char.}$	Faktor zur Umrechnung der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses von mittleren in charakteristische Festigkeiten



$\alpha_{lc, char.}$	<i>Faktor zur Umrechnung der Traglast des Leichtbetons von mittleren in charakteristische Festigkeiten</i>
$\alpha_E$	<i>Faktor zur Berücksichtigung der Art der Gesteinskörnung</i>
$\alpha_{FEM}$	<i>Faktor zur Reduktion der numerischen Ergebnisse entsprechend dem Verhältnis der numerischen und experimentellen Ergebnisse der Referenzstützen</i>
$\alpha_i$	<i>Umrechnungsfaktor zwischen Sekanten- und Tangentenmodul</i>
$\alpha_{Lasteinleitung}$	<i>Faktor zur Berücksichtigung der Lasteinleitung</i>
$\alpha_{lcc}$	<i>Dauerstandsfaktor für Leichtbeton</i>
$\alpha_R$	<i>Wichtungsfaktor</i>
$\alpha_{Stabanzahl}$	<i>Faktor zur Berücksichtigung einer gleichmäßigeren Spannungsverteilung aufgrund einer höheren Stabanzahl bei gleichem Längsbewehrungsgrad</i>
$\beta$	<i>Beiwert zur Bestimmung der Ersatzlänge für stabilitätsgefährdete Stützen</i>
$\beta$	<i>Faktor zur Bestimmung der optimierten Schrittweite der FEM-Analyse</i>
$\beta$	<i>Verhältniswert der reduzierten Breite des LC-Elementes zur Ausgangsbreite</i>
$\beta$	<i>Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt bei Rand- und Eckstützen sowie bei Innenstützen in unregelmäßigen Systemen</i>
$\beta$	<i>Multiplikator für plastisches Verhalten</i>
$\beta$	<i>Ziel-Zuverlässigkeitsindex</i>
$\gamma_c$	<i>Teilsicherheitsbeiwert für Beton</i>
$\gamma_m$	<i>Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaften</i>
$\gamma_M$	<i>Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite</i>
$\gamma_R$	<i>Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand</i>
$\gamma_{Rd}$	<i>Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit</i>
$\gamma_{Rd, Modell}$	<i>Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit des erstellten numerischen Modells</i>
$\varepsilon$	<i>Dehnung</i>

$\varepsilon_c$	<i>Betondehnung</i>
$\varepsilon_{c1}$	<i>Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung</i>
$\varepsilon_{c2,c}$	<i>Betonstauchung von umschnürtem Beton</i>
$\varepsilon_{cp}$	<i>plastische Betondehnung</i>
$\varepsilon_{cu1}$	<i>kritische Betonstauchung beim Bruch</i>
$\varepsilon_{cu2,c}$	<i>Maximalwert der Betonstauchung von umschnürtem Beton</i>
$\varepsilon_{kl}^f$	<i>elastische Komponente des Dehnungstensors</i>
$\varepsilon^e$	<i>elastische Dehnung</i>
$\varepsilon^p$	<i>plastische Dehnung</i>
$\varepsilon^f$	<i>Bruchkomponente der Dehnung</i>
$\varepsilon_{lcs}(\infty, t_s)$	<i>Endschwindmaß</i>
$\varepsilon_{lcc}(t, t_s)$	<i>Kriechverformung zum Zeitpunkt <math>t</math></i>
$\Delta \varepsilon^p$	<i>Änderung der plastischen Dehnung</i>
$\Delta \varepsilon^f$	<i>Änderung der Bruchdehnung</i>
$\Delta \varepsilon_{kl}$	<i>Dehnungsinkrement</i>
$\varepsilon_u$	<i>Bruchdehnung</i>
$\zeta$	<i>Traglastfaktor</i>
$\eta$	<i>Verhältnis zwischen vorhandener und zulässiger Dehnung</i>
$\eta$	<i>Nutzungsgrad</i>
$\eta_{Bem, QS}$	<i>Verhältniswert der Traglast der numerischen Modellierung bezogen auf den Bemessungswert der Traglast der Stahlbetonstütze ohne Leichtbetonelement bei gleicher Exzentrizität der Belastung</i>
$\eta_E$	<i>empirisch ermittelter Abminderungsfaktor für Leichtbeton in Abhängigkeit der Trockenrohddichte</i>
$\eta_{FEM, QS}$	<i>Verhältniswert der Traglast der numerischen Modellierung bezogen auf die rechnerische Traglast der Stahlbetonstütze ohne Leichtbetonelement bei gleicher Exzentrizität der Belastung</i>
$\eta_{FEM, LC-Element}$	<i>Verhältniswert der Traglast der numerischen Modellierung bezogen auf die rechnerische Traglast des Leichtbetonelementes bei gleicher Exzentrizität der Belastung</i>
$\eta_{LC-Element}$	<i>theoretischer Ausnutzungsgrad des LC-Elementes</i>

$\eta_{\text{Versuch}}$	<i>Verhältniswert der Traglast im Versuch bezogenen auf die theoretische Traglast der Stahlbetonstütze ohne Leichtbetonelement bei der im Versuch gemessenen Exzentrizität der Belastung</i>
$\Delta\eta_{\text{FEM, QS}}$	<i>Änderung des Verhältniswertes der Traglast der numerischen Modellierung bezogen auf die rechnerische Traglast der Stahlbetonstütze ohne Leichtbetonelement bei gleicher Exzentrizität der Belastung</i>
$\Delta\eta_{\text{FEM, LC-Element}}$	<i>Änderung des Verhältniswertes der Traglast der numerischen Modellierung bezogen auf die rechnerische Traglast des Leichtbetonelementes bei gleicher Exzentrizität der Belastung</i>
$\vartheta$	<i>Neigung der Druckstrebe</i>
$\theta$	<i>Haigh-Westergaard-Koordinate</i>
$\theta$	<i>Verhältniswert der Traglast im Versuch bezogenen auf die Traglast der numerischen Modellierung der Versuche bei der im Versuch gemessenen Exzentrizität der Belastung</i>
$\theta_0$	<i>Grundwert der Schiefstellung</i>
$\theta_e$	<i>Temperatur der Außenluft</i>
$\theta_i$	<i>Schiefstellung</i>
$\theta_i$	<i>Temperatur der Raumluft</i>
$\theta_{se}$	<i>Temperatur der Bauteiloberfläche zur Außenluft</i>
$\theta_{si}$	<i>Temperatur der Bauteiloberfläche zur Raumluft</i>
$\theta_{si, \min}$	<i>Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur</i>
$\kappa$	<i>Abminderungsfaktor der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze</i>
$\lambda$	<i>Schlankheit des Druckgliedes</i>
$\lambda$	<i>Wärmeleitfähigkeit</i>
$\lambda_{\text{eq}}$	<i>äquivalente Wärmeleitfähigkeit</i>
$\lambda_{\text{lim}}$	<i>Grenzwert der Schlankheit</i>
$\Delta\lambda$	<i>plastischer Multiplikator</i>
$\mu$	<i>Reibbeiwert</i>
$\mu$	<i>Mittelwert</i>
$v$	<i>Beiwert in Abhängigkeit der Fugenrauigkeit</i>

$v$	<i>Querdehnzahl</i>
$v$	<i>Variationskoeffizient</i>
$v_c$	<i>Querdehnzahl von Beton</i>
$v_{col}$	<i>Querdehnzahl der Stütze</i>
$v_{Ed}$	<i>einwirkende Querkraft</i>
$v_M$	<i>Querdehnzahl des Mörtels</i>
$v_{Rdi}$	<i>Schubtragfähigkeitswiderstand</i>
$v_{Rd, c}$	<i>Bemessungswert des Widerstandes von Beton</i>
$v_{Rd, max}$	<i>Bemessungswert des Widerstandes der Betondruckstrebe</i>
$v_{slab}$	<i>Querdehnzahl der Decke</i>
$\xi$	<i>Haigh-Westergaard-Koordinate</i>
$\rho$	<i>Trockenrohichte</i>
$\rho$	<i>Bewehrungsgrad</i>
$\rho$	<i>Verhältnis aus der die Fuge kreuzenden Verbundbewehrungsfläche und der Fläche über die der Schub übertragen wird</i>
$\rho$	<i>Haigh-Westergaard-Koordinate</i>
$\rho_l$	<i>Längsbewehrungsgrad</i>
$\sigma$	<i>Standardabweichung</i>
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	<i>Hauptspannungen</i>
$\sigma_2$	<i>Querspannung infolge von Umschnürungsbewehrung</i>
$\sigma_c$	<i>Betonspannung</i>
$\sigma_{cd, perm}$	<i>Spannung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter quasi-ständiger Belastung</i>
$\sigma_{Grenz}$	<i>Grenzspannung</i>
$\sigma^t$	<i>auf tretende Zugspannung</i>
$\sigma^n$	<i>Spannungszustand n</i>
$\sigma^{t, n}$	<i>Zugspannung im Spannungszustand n</i>
$\sigma_N$	<i>Druckspannung senkrecht zur Fuge</i>
$\sigma^p$	<i>plastischer Korrekturfaktor der Spannung</i>
$\sigma_s$	<i>Spannung in der Längsbewehrung</i>

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	<i>Spannung in x-, y- und z-Richtung</i>
$\sigma_z$	<i>Spannung in Längsrichtung der Stütze</i>
$\tau_b(s)$	<i>Verbundspannung in Abhängigkeit des Schlupfes</i>
$\tau_{b,max}$	<i>Maximalwert der Verbundspannung</i>
$\tau_f$	<i>Verbundspannung bei Auszug des Bewehrungsstabes aus dem Betonkörper</i>
$\tau_{sm}$	<i>mittlere Verbundspannung</i>
$\varphi$	<i>Reibungswinkel</i>
$\varphi_{lc}(t, t_0)$	<i>Kriechzahl zum Zeitpunkt t</i>
$\Phi$	<i>Wärmestrom</i>
$\phi_i$	<i>relative Raumluftheuchte</i>
$\phi_{si,cr}$	<i>kritischer Wert der relativen Luftfeuchte an der raumseitigen Oberfläche</i>
$\chi_j$	<i>punktbezogener Wärmedurchgangskoeffizient der punktförmigen Wärmebrücke j</i>
$\psi_k$	<i>längenbezogener Wärmedurchgangskoeffizient der Wärmebrücke k</i>
$\omega$	<i>mechanischer Bewehrungsgrad</i>

## Abkürzungen

BauO NRW	<i>Bauordnung von Nordrhein-Westfalen</i>
BMUB	<i>Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit</i>
bzw.	<i>beziehungsweise</i>
ca.	<i>circa</i>
DAfStb	<i>Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau</i>
DMS	<i>Dehnmessstreifen</i>
E	<i>Einwirkung</i>
EPBD	<i>EU-Gebäudeenergieeffizienzrichtlinie</i>
EnEG	<i>Energieeinsparungsgesetz</i>
EnEV	<i>Energieeinsparverordnung</i>

et al.	<i>et alii, Bedeutung „und andere“</i>
FEM	<i>Finite-Elemente-Methode</i>
ggf.	<i>Gegebenenfalls</i>
GZT	<i>Grenzzustand der Tragfähigkeit</i>
GZG	<i>Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</i>
HBO	<i>Hessische Bauordnung</i>
HPC	<i>Hochfester Beton</i>
i. d. R.	<i>in der Regel</i>
LC-Element	<i>Anschlusselement aus Leichtbeton</i>
MBO	<i>Musterbauordnung</i>
NB	<i>Normalbeton</i>
QS	<i>Querschnittstragfähigkeit</i>
R	<i>Tragwiderstand</i>
s.	<i>siehe</i>
SDA	<i>Stützen-Decken-Anschluss</i>
Th. I. O.	<i>Theorie 1. Ordnung</i>
Th. II. O.	<i>Theorie 2. Ordnung</i>
UHPC	<i>Ultra-hochfester Beton</i>
uvm.	<i>und viele mehr</i>
vgl.	<i>vergleiche</i>
z. B.	<i>zum Beispiel</i>
z. T.	<i>zum Teil</i>

# 1 EINLEITUNG

## 1.1 Motivation

Die globale Erwärmung der Atmosphäre ist mit hoher Wahrscheinlichkeit von dem anthropogenen Energieverbrauch und den dadurch verursachten Emissionen von Treibhausgasen beeinflusst. Vor dem Hintergrund eines zunehmenden Weltbevölkerungswachstums und der zunehmenden Industrialisierung von Entwicklungsländern ist eine weitere Zunahme der Emissionen zu erwarten. Den nachfolgenden Generationen droht damit eine signifikante Beeinträchtigung der Lebensbedingungen durch die Auswirkungen der globalen Erwärmung. Die maßgebenden Industrieländer einigten sich auf der Weltklimakonferenz 1997 in Kyoto, ihre Treibhausgasemissionen auf definierte Grenzwerte zu reduzieren [vgl. Vereinte Nationen (1997)]. Im Zuge des Pariser Klimaabkommens, als Nachfolger des Kyoto-Protokolls, wurde die Verpflichtung zur Reduktion der Treibhausgasemissionen auf alle Länder ausgeweitet [vgl. BMUB (November 2016)]. Um die im Pariser Klimaabkommen eingegangenen Klimaschutzverpflichtungen einzuhalten, ist eine Steigerung der Energieeffizienz ein wesentlicher Bestandteil der politischen Strategien der Europäischen Union. Zur Bereitstellung der Raumwärme wird in Deutschland ein Anteil von ca. 30 % des Endenergieverbrauchs aufgewendet (vgl. Abb. 1-1).

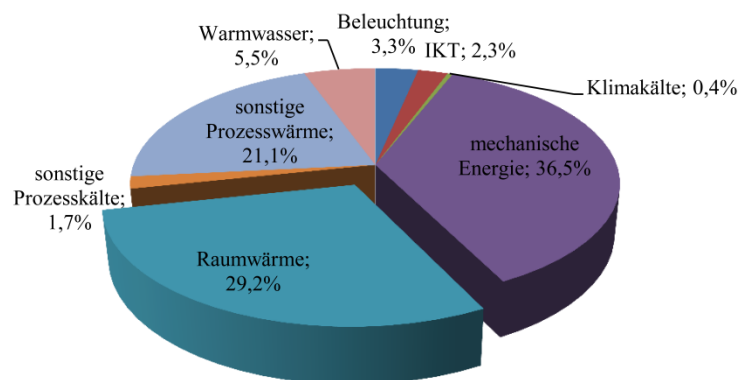


Abb. 1-1: Endenergieverbrauch in Deutschland nach Anwendungsbereichen 2013 nach Pisthol et al. (2016)

Folglich existiert ein großes Potential, das durch energieeffizienzsteigernde Maßnahmen und Verwendung von erneuerbaren Energieträgern erschlossen werden kann. Auf Grundlage des auf europäischer Ebene beschlossenen Energieeinsparungsgesetzes [vgl. EnEG (2013)], wurde die europäische Richtlinie 2010/31/EU (2010) über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden verabschiedet. Die Umsetzung dieser Richtlinie erfolgt in Deutschland mittels der Energie-Einspar-Verordnung (EnEV) mit zunehmender Verschärfung der Anforderungen an die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden. Durch einen verbesserten baulichen Wärmeschutz kann der Endenergieverbrauch maßgeblich gesenkt werden. Um dies zu erreichen, müssen die wärmedämmenden Eigenschaften der gesamten Gebäudehülle verbessert werden, was zu einem zunehmend größeren Einfluss von

Wärmebrücken auf den Gesamtwärmeverlust des Gebäudes führt. Daher ist in der EnEV (2016) explizit gefordert, „zu errichtende Gebäude [...] so auszuführen, dass der Einfluss konstruktiver Wärmebrücken auf den Jahres-Heizwärmebedarf nach den anerkannten Regeln der Technik und den im jeweiligen Einzelfall wirtschaftlich vertretbaren Maßnahmen so gering wie möglich gehalten wird“ [EnEV (2014), §7 Abs. 2]. Zur Minimierung von Wärmebrücken im Bereich überwiegend auf Biegung und Querkraft beanspruchter Stahlbetonanschlüsse, wie z. B. Kragplattenanschlüsse, gibt es bereits entwickelte Lösungen verschiedener Firmen. Gegenwärtig existiert jedoch noch keine direkte Lösung für eine thermische Entkopplung überwiegend druckbelasteter Stützen. Hieraus entsteht der Bedarf die wissenschaftlichen Grundlagen für ein Anchlusselement zur Verringerung der Wärmeverluste am Stützen-Decken-Knoten zu entwickeln.

### 1.2 Zielsetzung

Die Erkenntnisse aus dem Tragverhalten der thermischen Trennung von Balkonplatten mithilfe von Kragplattenanschlüssen können nicht auf druckbelastete Stützen angewendet werden. Anstelle eines Biegemomentes und einer Querkraft liegt eine vorwiegende Normalkraftbeanspruchung mit zugehörigem Biegemoment vor. Daher ist es erforderlich, den Stützenanschluss von Grund auf neu zu entwickeln.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit liegt in der Entwicklung eines neuartigen Anschlusselementes, mit dem sich die Wärmeverluste am Stützen-Decken-Knoten verringern lassen. Dazu ist es erforderlich geeignetes Material und dessen Geometrie entsprechend den bauphysikalischen und statischen Anforderungen auszuwählen. Das Hauptaugenmerk dieser Arbeit liegt dabei auf der wissenschaftlichen Untersuchung des Tragverhaltens des thermisch entkoppelten Stützen-Decken-Knotens. Zur Ermittlung der Parameter mit wesentlichem Einfluss auf das Tragverhalten des thermisch entkoppelten Stützen-Decken-Knotens werden daher Versuche konzipiert und ausgewertet. Aufbauend auf dieser Untersuchung erfolgt die Entwicklung eines Bemessungsansatzes zur Bestimmung der Tragfähigkeit. Durch den Eingriff in die Tragstruktur des Bauwerks sind die sich ergebenden Auswirkungen auf die umliegenden Bauteile zu untersuchen und berücksichtigen.

### 1.3 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit

Die Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses wird in *Kapitel 2* erläutert. Dabei erfolgen zuerst eine ausführliche Systembeschreibung und eine Definition der wesentlichen Vorgaben für den Stützen-Decken-Knoten. Im Anschluss werden die bauphysikalischen Anforderungen an Stützen-Decken-Knoten bezüglich des Brand-, Feuchte- und Wärmeschutzes behandelt. Mithilfe einer thermischen Modellierung wird die maximal zulässige Wärmeleitfähigkeit für das Anchlusselement bestimmt. Die dafür notwendigen Begrifflichkeiten sowie die Modelle zur thermischen Analyse werden erläutert. Auf Basis der



ermittelten Wärmeverluste erfolgt eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung. Daran anschließend wird der Stand der Technik zum Tragverhalten von Stützen-Decken-Knoten beschrieben. Zunächst erfolgt eine Untersuchung zur erforderlichen Tragfähigkeit am Stützenkopf. Danach folgt eine Betrachtung der Modelle zum Tragverhalten dünner Fugen unter vorwiegender Normalkraftbeanspruchung. Ergänzend werden die Auswirkungen des Anschlusselementes auf die an den Stützen-Decken-Anschluss angrenzende Decke und Stütze im darüber liegenden Geschoss untersucht. Im Anschluss findet eine Untersuchung im Hinblick auf die Eignung von Baustoffen zur Umsetzung des Stützen-Decken-Anschlusses statt. Aufbauend auf einer Zusammenstellung möglicher Materialien erfolgt ein Ausschluss derjenigen Materialien, die den bauphysikalischen Anforderungen nicht genügen. Mit den zur thermischen Trennung geeigneten Materialien werden Variantenuntersuchungen zur Ermittlung der besten Geometrie des Anschlusselementes durchgeführt. Anhand der am besten geeigneten Variante werden Einbaumöglichkeiten auf der Baustelle analysiert. Das Kapitel endet mit einer Zusammenfassung der gewonnenen Erkenntnisse und daraus resultierender Schlussfolgerungen.

Die maßgebenden Materialeigenschaften, wie u. a. die Druckfestigkeit, die Zugfestigkeit, der Elastizitätsmodul und die Bruchenergie, der für den Stützen-Decken-Anschluss verwendeten Materialien Beton, Leichtbeton und Ultrahochfester Beton (UHPC), werden in *Kapitel 3* behandelt. Zugleich werden die Materialeigenschaften von Beton- und Edelstahl aufgeführt.

*Kapitel 4* beinhaltet die durchgeführten experimentellen Untersuchungen. Zu Beginn folgt die Darstellung des Untersuchungskonzeptes der fünf Versuchsreihen mit Fokus auf die Untersuchungsparameter. Weiterhin enthält *Kapitel 4* die Beschreibung der Herstellung der Versuchskörper sowie der Versuchsdurchführung. Der Schwerpunkt dieses Kapitels liegt auf der Dokumentation und Auswertung der Versuche. In der Zusammenfassung werden die versuchstechnisch gewonnenen Erkenntnisse vorgestellt.

In *Kapitel 5* wird das Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses mit Hilfe einer numerischen Modellierung simuliert. Dabei werden die Anforderungen an die möglichen Software-Anwendungen erarbeitet und die Software daraufhin bewertet. Es folgt eine Beschreibung der in der bestgeeigneten Software verwendeten Materialmodelle und der erforderlichen Anpassung bestimmter von der Software vorgeschlagener Parameter anhand der Erkenntnisse aus *Kapitel 2 und 3*. Im Anschluss wird das numerische Modell anhand der in *Kapitel 4* beschriebenen Versuchsreihen validiert. Auf Basis des entwickelten numerischen Modells erfolgt eine umfassende Parameterstudie zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses inklusive Diskussion der Ergebnisse. Abschließend wird eine Bewertung der numerischen Modellierung durchgeführt.

Basierend auf den Erkenntnissen von *Kapitel 4* und *Kapitel 5* wird ein Bemessungsvorschlag entwickelt und in *Kapitel 6* vorgestellt. Dabei werden zunächst die Anwendungs-

grenzen des Bemessungsvorschlages definiert. Im Anschluss daran wird der empirische Ansatz hergeleitet und in ein im Bauwesen übliches Sicherheitsformat eingebettet. Als Resultat folgt der dreiteilige Bemessungsvorschlag für die Anwendung in der Baupraxis.

Die Arbeit schließt mit *Kapitel 7* mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen und einem Ausblick auf weiterführende Forschungsnotwendigkeiten.

## 2 ENTWICKLUNG DES STÜTZEN-DECKEN-ANSCHLUSSES

### 2.1 Vorgehen

In diesem Abschnitt wird die Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses erläutert. Hierzu erscheint es notwendig zunächst eine Systembeschreibung voranzustellen. Dabei wird insbesondere dargelegt, an welcher Stelle der Stützen-Decken-Anschluss zur thermischen Trennung anzuwenden ist und welchen Anforderungen der neuartige, bauteilintegrierte Stützenanschluss gerecht werden muss (vgl. Abschnitt 2.2). Im Anschluss werden in Abschnitt 2.3 die bauphysikalischen Anforderungen an Stützen-Decken-Knoten dargestellt. Aus den bauphysikalischen Anforderungen folgen keine direkten Vorgaben für die zulässigen Wärmeverluste am Stützen-Decken-Knoten. Daher wird in Abschnitt 2.4 beschrieben, wie die maximal zulässige Wärmeleitfähigkeit des Anschlusselementes bestimmt wird. Dabei wird die zulässige mittlere Wärmeleitfähigkeit des Materials für das Anschlusselement mittels einer thermischen Modellierung ermittelt und zur Untersuchung der Wirtschaftlichkeit des entwickelten Stützenanschlusses angesetzt. Zur Bestimmung der zulässigen Wärmeleitfähigkeit werden zuerst die bauphysikalischen Berechnungsgrundlagen erläutert. In Abschnitt 2.5 wird der Stand der Technik zum Tragverhalten von Stützen-Decken-Knoten erläutert. Dabei wird zunächst die erforderliche Tragfähigkeit am Stützenkopf identifiziert. Im Anschluss folgt eine Beschreibung des Lastübertrags in Längs- und Querrichtung über dünne Fugen unter vorwiegender Normalkraft, um zu prüfen ob im späteren Verlauf dieser Arbeit darauf aufgebaut werden kann. Es wird erläutert wie der Lastübertrag in horizontaler Richtung über die Fuge des Stützen-Decken-Anschlusses erfolgt. Der Einbau des neuartigen Anschlusselementes am Stützenkopf direkt unterhalb der Decke ist ein maßgebender Eingriff in das Tragsystem, da der Kraftfluss zwischen Stütze und Decke verändert wird. Die Auswirkungen durch die Verwendung des Stützen-Decken-Anschlusses auf die an den Deckenanschluss angrenzende Decke und die Stütze im Geschoss oberhalb des Anschlusselementes werden untersucht. Ausgehend vom Stand der Technik zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Knotens werden die Schlussfolgerungen gezogen und dargestellt. In Abschnitt 2.6 erfolgt eine Zusammenstellung von Baustoffen unter Angabe der Druckfestigkeit, dem Brandverhalten und der Wärmeleitfähigkeit. Aus dieser Gesamtheit werden alle Materialien ausgeschlossen, deren Druckfestigkeit zu gering, deren auf die Druckfestigkeit bezogene Wärmeleitfähigkeit zu hoch oder die zu kostenintensiv sind. Aus den verbliebenen Materialien werden drei Varianten entwickelt, die qualitativ einander gegenübergestellt werden. Daraus ergibt sich eine Vorzugsvariante, für welche drei Einbauvarianten entwickelt werden und mithilfe eines Versuchsprogrammes die bestgeeignete für die Umsetzung in der Baupraxis identifiziert wird (Abschnitt 2.7). Zum Abschluss werden die wesentlichen Erkenntnisse dieses Kapitels zusammengefasst.

### 2.2 Systembeschreibung

Zunächst ist die Fragestellung zu klären, an welchen Stellen in einem Gebäude die neuartige bauteilintegrierte thermische Trennung angewendet werden kann. Die vorwiegende Anwendung wird bei Geschossbauten gesehen, bei denen das Kellergeschoss als Tiefgarage genutzt wird und die Außenluft Zugang zu der Tragstruktur hat. Vereinzelt finden sich tragende Bauteile im Freien, wie z. B. bei Durchfahrten oder bei offenen Erdgeschossen. Bei dieser Bauweise wird die Deckenunterseite des Bauwerks oberhalb des Geschosses mit Zugang zur Außenluft gedämmt (vgl. Abb. 2-1).

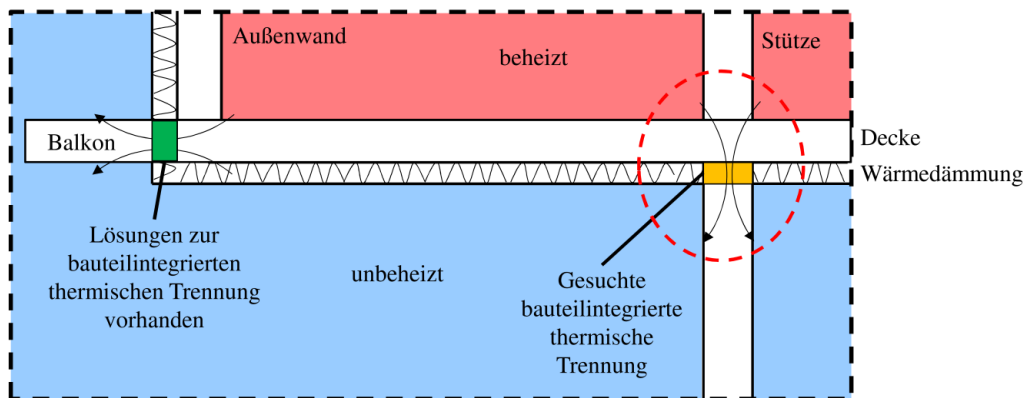


Abb. 2-1: Vertikale Schnittzeichnung durch ein Bauwerk

Zur Entwicklung der bauteilintegrierten thermischen Trennung ist eine Vielzahl an Aspekten zu berücksichtigen. Die maßgebenden sind in Abb. 2-2 dargestellt. Außer der Tragfähigkeit des Stützen-Decken-Anschlusses sind die Auswirkungen auf die angrenzenden Bauteile zu erfassen und auf notwendige Umplanungen zu untersuchen. Dabei sind die bauphysikalischen Anforderungen (Brand, Wärme und Feuchte) zu beachten. Zugleich muss das Anschlusselement wirtschaftlich akzeptabel sein, aus verfügbaren Materialien gebildet und am Markt akzeptiert werden.

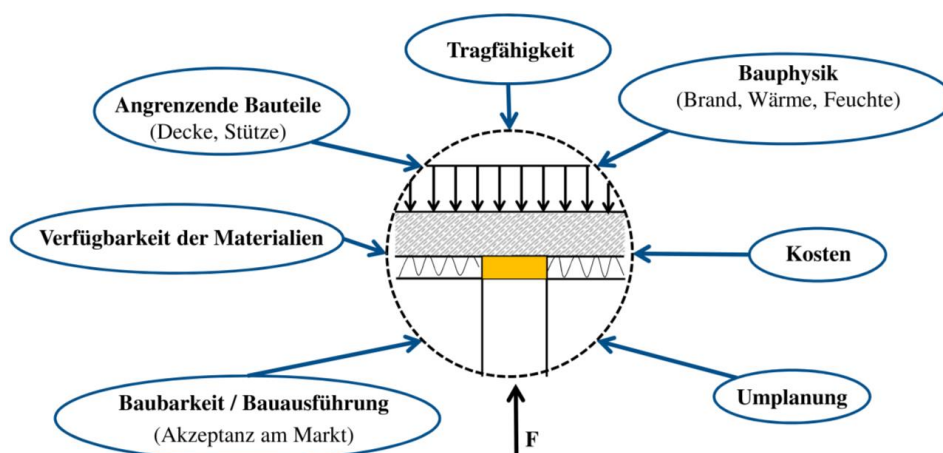


Abb. 2-2: Spannungsfeld der bauteilintegrierten thermischen Trennung

Die unterhalb der Decke angeordnete Dämmschicht wird im Bereich der Stützen von diesen durchstoßen und die Raumwärme kann über diese Fehlstelle abfließen. Zum Teil bleibt dieser Sachverhalt unberücksichtigt (Abb. 2-3, links), zum Teil wird die Wärmedämmung der Decke etwa einen halben Meter an der Stütze nach unten geführt (Abb. 2-3, rechts). Das bedeutet, es wird zum aktuellen Zeitpunkt entweder der Wärmeverlust zugelassen oder der Wärmeverlust wird mittels einer architektonisch unbefriedigenden Lösung verringert. Daher ist es das Ziel dieser Arbeit, eine bauteilintegrierte thermische Trennung der Stütze und der Decke zu erreichen, die innerhalb der Dicke der Dämmung unterhalb der Decke von 10 cm nach EnEV (2016) optisch verschwindet. In dieser Arbeit werden quadratische Stützenquerschnitte mit einer Kantenlänge von 25 cm bis 50 cm untersucht. Zur Verständlichkeit dieser Arbeit ist es weiterhin notwendig einige Begriffe zu definieren. Hierin wird zwischen drei Arten des Stützen-Decken-Knoten unterschieden.



Abb. 2-3: Stütze im Freien ohne Maßnahmen (links), konventionelle Lösung (rechts)

### Monolithische Konstruktion:

Bei der monolithischen Konstruktion wird keine zusätzliche Dämmung angeordnet (vgl. Abb. 2-4, links). Hierbei sind die Stütze und Decke monolithisch verbunden und die Bewehrung der Stützen verläuft durch die Decke.

### Konventionelle Lösung:

Die konventionelle Lösung ist gleich zu der monolithischen Konstruktion, wobei zusätzliche Dämmung umlaufend um den Stützenkopf angeordnet wird (Abb. 2-4, Mitte). I. d. R. wird diese Dämmung bis etwa 50 cm unterhalb der Deckenunterkante platziert. Hierdurch wird der Wärmeverlust verringert, es entstehen jedoch wenig ansprechende Außenansichten.

### Bauteilintegrierte thermische Trennung:

Zwischen der Stütze und der Decke wird das zu entwerfende Anschlusselement zur thermischen Trennung angeordnet (Abb. 2-4, rechts). Dabei ist die Dicke dieses Anschlusselementes auf die Dicke der umgebenden Wärmedämmung von i. d. R. 10 cm zu begrenzen, sodass dieses im Endzustand optisch verschwindet.

## 2 Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses

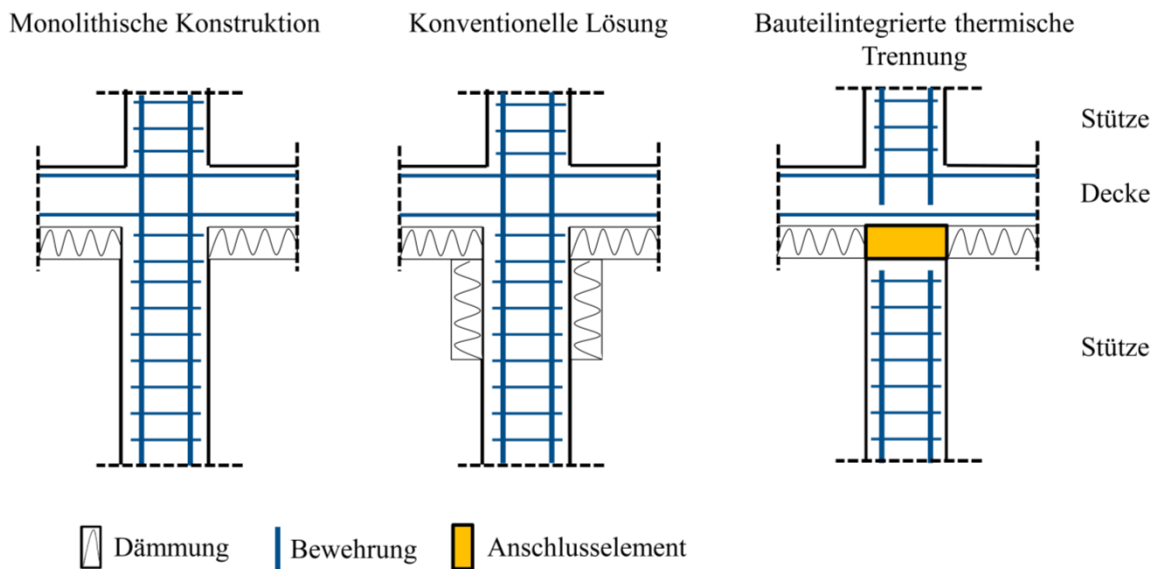


Abb. 2-4: Arten des Stützen-Decken-Knotens: Monolithische Konstruktion (links), konventionelle Lösung (Mitte), bauteilintegrierte thermische Trennung (rechts)

Darüber hinaus sind folgende weitere Definitionen erforderlich:

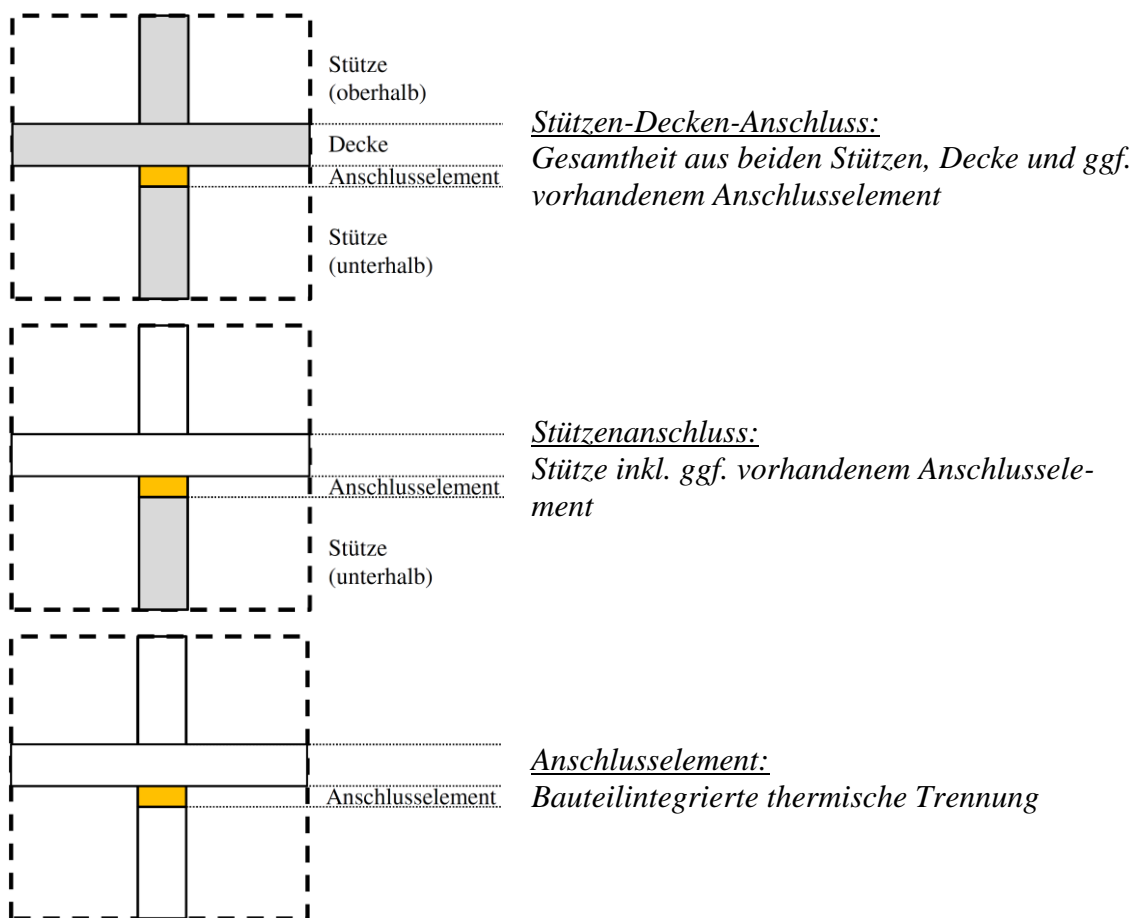


Abb. 2-5: Begriffsdefinitionen

## **2.3 Bauphysikalische Anforderungen an Stützen-Decken-Knoten**

### **2.3.1 Einführung**

Eine Steigerung der Gesamtenergieeffizienz von Neubauten führt zu einer wachsenden Bedeutung der Bauphysik im Baugeschehen. Der Begriff Bauphysik beinhaltet die Anwendung der Physik auf Bauwerke und Gebäude. Die zu beachtenden physikalischen Einflüsse, denen ein Bauwerk dauerhaft oder wiederkehrend ausgesetzt ist, sind Brand-, Wärme-, Licht-, Schall- und Feuchteeinwirkungen [vgl. Häupl et al. (2017)]. Die für den zu entwerfenden Stützenanschluss besonders relevanten Einflüsse Brand, Feuchte und Wärme werden hierin in dieser Reihenfolge einzeln behandelt, wohingegen die Einflüsse aus Licht und Schall für den zu entwerfenden Stützenanschluss nicht von Bedeutung sind.

### **2.3.2 Brandschutz**

Im Gegensatz zu den anderen bauphysikalischen Einflüssen, die üblicherweise ständig vorherrschen oder regelmäßig auftreten, ist die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Brandes im Laufe der Bemessungslebensdauer sehr gering und stellt zugleich eine extreme Belastung auf das Bauwerk dar. Da bei Brandeinwirkung neben der Beschädigung von Sachwerten eine Gefahr für Leib und Leben bestehen kann, sind in Deutschland gesetzliche Vorschriften, Verordnungen und Bestimmungen zur Sicherstellung des Brandschutzes baulicher Anlagen und von Bauprodukten vorhanden. Hervorzuheben ist hierbei, dass der Brandschutz in Deutschland im Zuständigkeitsbereich der Bundesländer liegt. Daher weichen die Regelungen der einzelnen Bundesländer im Detail voneinander ab. Die Mehrheit der Landesbauordnungen basiert auf der von der Fachkommission Bauaufsicht, der ARGEBAU (Bauministerkonferenz), verfassten Musterbauordnung MBO (2012) [vgl. Hosser et al. (2013)], auf die nachfolgend eingegangen wird. Es gilt jedoch stets zu beachten, dass die MBO (2012), auch wenn sie die Grundlage der in den einzelnen Bundesländern geltenden Bauordnungen darstellt, keine Rechtsverbindlichkeit hat und im konkreten Fall jeweils die Landesbauordnung rechtsgültig ist. Die Gebäude mit einer Tiefgarage im Kellergeschoss oder einem der Außenluft frei zugänglichen Erdgeschoss, für die eine thermische Trennung vorzusehen ist, beinhalten i. d. R. mehr als zwei Nutzungseinheiten, sodass nach MBO (2012) §27 Abs. 2 tragende und aussteifende Wände sowie Stützen in Kellergeschossen von Geschossbauten „feuerbeständig“ sein müssen. Aus dieser bauaufsichtlichen Benennung leitet sich die Feuerwiderstandsdauer ab, für die ein tragendes oder aussteifendes Bauteil die Standsicherheit gewährleisten muss. Zugleich beinhaltet dies die Anforderung an den Baustoff, in den wesentlichen Teilen aus nicht-brennbaren Baustoffen zu bestehen. Nach DIN 4102-1 (1998) entspricht diese Bezeichnung F-90AB. Die Anforderungen an Stützen und tragende oder aussteifende Wände können in den Landesbauordnungen von den Angaben aus der MBO (2012) abweichen.

Um mögliche Einschränkungen für die Errichtung und Bemessung von Gebäuden bei Verwendung des zu entwerfenden Stützenanschlusses so gering wie möglich zu halten, empfiehlt es sich, die höchsten sich aus den Landesbauordnungen ergebenden Bauteil- und Baustoffanforderungen beim Entwurf des Stützenanschlusses zu berücksichtigen. Hierdurch folgt, dass die Stützen „feuerbeständig“ und die tragenden Teile vollständig aus „nichtbrennbaren Baustoffen“ (kurz F-90A) sein müssen. Auch wenn es nach einzelnen Landesbauordnungen mitunter möglich ist, die Stützen nur in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Stoffen auszuführen (Baustoffklasse AB), ist es trotzdem sinnvoll, die erhöhten Baustoffanforderungen (Baustoffklasse A) zu erfüllen, da es z. B. nach der hessischen Bauordnung nicht gestattet ist, die Baustoffklasse AB für den beschriebenen Fall zu verwenden.

Für die Bemessung von Stahlbetontragwerken unter Brandeinwirkung ist seit dem 15. September 2012 die europäische Norm DIN EN 1992-1-2 (2010) inkl. des entsprechenden Nationalen Anhangs baurechtlich eingeführt. Für die zur Bemessung notwendige Ermittlung der Einwirkungen auf Tragwerke ist die europäische Norm DIN EN 1991-1-2 (2010) inkl. des entsprechenden Nationalen Anhangs gültig. Im Zuge dieser Normenumstellung wurde die Nomenklatur geändert und die einzelnen Leistungskriterien eines Bauteils separat bezeichnet. In den Landesbauordnungen finden sich jedoch weiterhin die alten Bezeichnungen, die daher in dieser Arbeit dargestellt werden.

### 2.3.3 Feuchteschutz

Vor dem Hintergrund des Schutzes der Gesundheit ist gesetzlich geregelt, dass „Bauliche Anlagen [...] so angeordnet, beschaffen und gebrauchstauglich sein [müssen], dass durch Wasser, Feuchtigkeit, [...] oder biologische Einflüsse Gefahren oder unzumutbare Belästigungen nicht entstehen [vgl. MBO (2012), §13]. Insbesondere aufgrund der Gefahren für die Gesundheit der Nutzer eines Bauwerkes, bei dem sich z. B. aufgrund feuchter Bauteile Schimmelpilze bilden können, ist die Anwendung der DIN 4108-3 (2014) für Gebäude mit nichtklimatisierten Wohnräumen verbindlich festgelegt. In dieser sind „Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für die Planung und Ausführung zum klimabedingten Feuchteschutz in Gebäuden“ (DIN 4108-3 (2014), Abs. 1) festgelegt. Ein funktionierender Feuchteschutz kann gemäß Bogusch & Duzia (2012) durch die Einhaltung der normativen Anforderungen gewährleistet werden. Die Einhaltung eines ausreichenden Feuchteschutzes ist gemäß Häupl et al. (2017) notwendig, um die Nutzbarkeit der Räume zu gewährleisten, den Wärmeschutz des Bauwerks nicht zu beeinträchtigen und die Bausubstanz zu erhalten. Der Wärmeschutz eines Bauwerkes wird wegen durchfeuchteter Bauteile beeinträchtigt, da das Wasser in den Bauteilen die Wärmeleitfähigkeit der gesamten Konstruktion und somit die Gesamtwärmeverluste erhöht. Nach Zimmermann (2003) gehen die meisten Bauschäden auf den Einfluss von Wasser zurück,



da Wasser diverse biologische, chemische und physikalische Prozesse erlaubt, die bei Trockenheit nicht ablaufen.

Wegen der vorhandenen Wärmeverluste im Bereich des Stützen-Decken-Knotens ist die Bauteiloberfläche im Innenraum deutlich kühler als die Oberfläche der umgebenden Bauteile. Daher kann sich Kondenswasser bilden, wodurch Schimmelpilzbildung möglich ist [vgl. Bogusch & Duzia (2012)]. Der erforderliche Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur zur Vermeidung von Kondenswasser kann nach DIN 4108-3 (2014) wie folgt berechnet werden:

$$T_{si,min} = 237,3 \cdot \ln\left(\frac{p_{sat,si}}{610,5}\right) / 17,269 - \ln\left(\frac{p_{sat,si}}{610,5}\right) \quad Gl. 2-1$$

mit

$$p_{sat,si} = \frac{\phi_i}{\phi_{si,cr}} \cdot p_{sat,i} = \frac{p_i}{\phi_{si,cr}} \quad Gl. 2-2$$

Dabei ist:

$T_{si,min}$	Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur in °C
$p_{sat,si}$	Sättigungsdampfdruck für den kritischen Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur in Pa
$p_{sat,i}$	Sättigungsdampfdruck für die Raumlufthtemperatur in Pa
$\phi_i$	relative Raumlufthfeuchte in %
$p_i$	Wasserdampfdruck der Raumlufth in Pa
$\phi_{si,cr}$	kritischer Wert der relativen Luftfeuchte der raumseitigen Oberfläche in %

Mit dem Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur  $T_{si,min}$  lässt sich ein Bemessungstemperaturfaktor  $f_{Rsi,min}$  für die raumseitige Oberflächentemperatur nach Gl. 2-3 ermitteln.

$$f_{Rsi,min} = \frac{T_{si,min} - T_e}{T_i - T_e} \quad Gl. 2-3$$

mit  $T_e$  Temperatur der Außenluft

$T_i$  Temperatur der Raumlufth

Für die Nachweisführung bei Wohnräumen ist eine Lufttemperatur  $T_i = 20$  °C und eine relative Luftfeuchte  $\phi_i = 50$  % für den Innenraum vorgegeben. Auf der sicheren Seite liegend wird beim Nachweis eines ausreichenden Schutzes gegen Schimmelpilzbildung eine kritische Luftfeuchte von  $\phi_{si,cr} = 80$  % angesetzt [vgl. DIN 4108-2 (2013)]. Für die Temperatur der Außenluft im Winter ist ein Wert  $T_e = -5$  °C vorgeschrieben [vgl. DIN 4108-2 (2013), Tabelle 5]. Bei stationärer Berechnung ist an der kältesten Stelle stets ein Bemessungstemperaturfaktor  $f_{Rsi,min} \geq 0,7$  [vgl. DIN 4108-2 (2013), 6.2.2] einzuhalten. Unter

Beachtung der oben angegebenen Randbedingungen errechnet sich nach Gl. 2–3 ein Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur von 12,6 °C.

### 2.3.4 Wärmeschutz

Unter dem Begriff baulicher Wärmeschutz ist nach Häupl et al. (2017) die Reduzierung der Wärmeverluste und die Sicherstellung der Dichtheit der Gebäudehülle zu verstehen. Dabei verhindert der zu entwerfenden Stützen-Decken-Anschluss eine sogenannte „Wärmebrücke“. Wärmebrücken „sind örtlich begrenzte Bereiche in der wärmeübertragenden Hüllfläche eines Gebäudes“ (Häupl et al. (2017), S. 35), die einen erhöhten Wärmestrom gegenüber einer ungestörten Hüllfläche besitzen. Hierdurch ergibt sich eine Schwachstelle in der Wärmedämmung und es kommt zu erhöhten Wärmeverlusten aus Wärmeleitung bzw. Transmission (Wärmetransport durch Stoßvorgänge schwingender Moleküle) [vgl. Bogusch & Duzia (2012)]. Die beiden anderen physikalischen Mechanismen des Wärmetransportes sind Konvektion (Wärmeübertragung durch ein vorbeiströmendes Medium, z. B. Luft) und Strahlung (Wärmetransport durch elektromagnetische Wellen). Die physikalischen Hintergründe der Wärmeübertragung können in Häupl et al. (2017) nachgelesen werden.

Der Wärmeverlust im Bereich einer Wärmebrücke führt zu einer verringerten Oberflächentemperatur an der Bauteilinnenseite, was gemäß Bounin et al. (2010) eine Einschränkung der thermischen Behaglichkeit für die Nutzer zur Folge hat.

Bei Wärmebrücken wird zwischen geometriebedingten und materialbedingten Wärmebrücken unterschieden. Geometriebedingte Wärmebrücken (Abb. 2-6) ergeben sich in den Bereichen, in denen die Außenfläche und die Innenfläche eines Bauteils nicht identisch sind. Dies ist vor allem ein Problem, wenn die wärmeabgebende Außenfläche größer ist als die wärmeaufnehmende Innenfläche. Geometriebedingte Wärmebrücken ergeben sich bei Außenkanten und vor allem in Außenecken von Gebäuden [vgl. Feldmann & Becker (2008)].

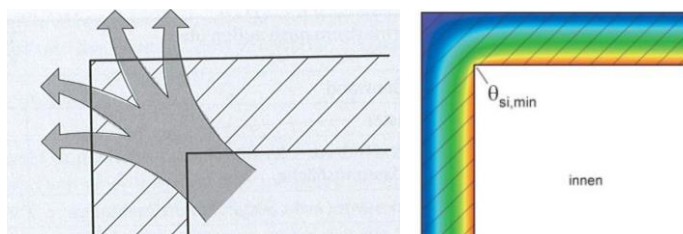


Abb. 2-6: Geometriebedingte Wärmebrücke [links Bounin et al. (2010), rechts Willems & Schild (2013)]

Materialbedingte bzw. physikalische Wärmebrücken sind durch einen Materialwechsel in der Konstruktion gekennzeichnet (vgl. Abb. 2-7). Dies führt zu verstärkten Wärmeabflüssen, wenn die Materialien deutlich unterschiedliche Wärmeleitfähigkeiten haben. Ein Beispiel aus der Baupraxis sind Außenwände aus Mauerwerk mit Stahlbetonstützen (Abb.

2-7, links), bei denen der Stahlbeton aufgrund seiner höheren Wärmeleitfähigkeit eine deutlich kältere Oberfläche an der Bauteilinnenseite besitzt, oder eine Wand mit einem Stahlprofil (Abb. 2-7, rechts).

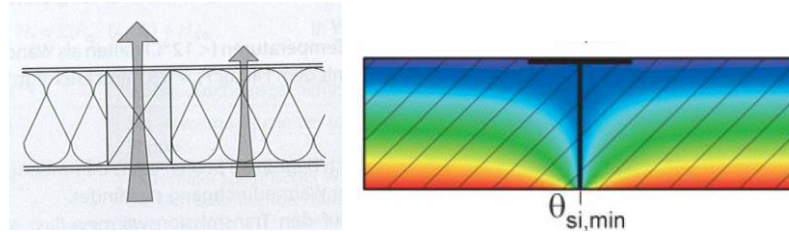


Abb. 2-7: Materialbedingte Wärmebrücke [links Bounin et al. (2010), rechts Willems & Schild (2013)]

Sehr häufig liegt eine Kombination aus einer geometrischen und einer materialbedingten Wärmebrücke (Abb. 2-8) vor, die häufig als konstruktive Wärmebrücke bezeichnet wird. Eine solche konstruktive Wärmebrücke ist z. B. bei Fensteranschlüssen, dämmschichtdurchstoßende Balkonplatten oder bei dem hier behandelten dämmschichtdurchstoßenden Stützenanschluss zu finden.

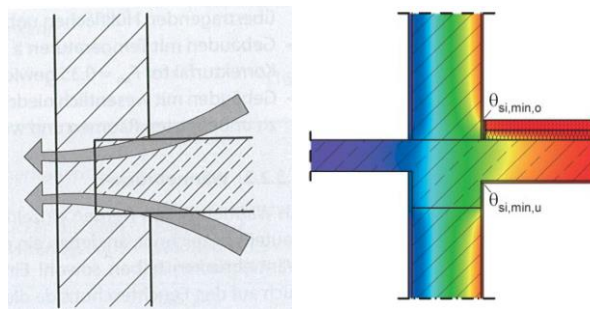


Abb. 2-8: Konstruktive Wärmebrücke [links Bounin et al. (2010), rechts Willems & Schild (2013)]

Aufgrund der hohen geforderten Dämmwerte der Gebäudehülle gemäß EnEV (2016) werden die Verluste an Wärmebrücken anteilmäßig wichtiger. Jede Verringerung der Wärmeverluste an der Wärmebrücke des Stützen-Decken-Anschlusses wirkt sich positiv auf den Primärenergiebedarf aus. Es gibt jedoch keinen normativen Maximalwert für den Wärmeverlust an einer punktförmigen Wärmebrücke. Wohingegen der Gesamtwärmeverlust der Gebäudehülle im Vergleich zu einem Referenzgebäude nachzuweisen ist.

### 2.3.5 Zusammenfassung

Die bauphysikalischen Anforderungen an den Stützen-Decken-Anschluss lassen sich wie folgt zusammenfassen. Aus dem Brandschutz resultiert die Anforderung einer Brandschutzdauer F-90A, damit der Stützenanschluss im Brandfall 90 Minuten standsicher ist, wobei er in den kraftübertragenden Bereichen aus nichtbrennbaren Materialien bestehen muss. Aus dem Feuchteschutz resultiert die Forderung der Einhaltung einer Mindesttemperatur an der Innenraumseite von 12,6 °C. Aus dem Wärmeschutz ergibt sich keine direkte Vorgabe für den Wärmeverlust an einer einzelnen punktförmigen Wärmebrücke.

### 2.4 Bestimmung der maximal zulässigen Wärmeleitfähigkeit des Anchlusselementes

#### 2.4.1 Allgemeines

Aufgrund fehlender normativer Vorgabe für den Wärmeverlust am Stützen-Decken-Knoten wird in dieser Arbeit die maximal zulässige Wärmeleitfähigkeit des Anchlusselementes derart bestimmt, dass die Wärmeverluste in der Größenordnung der Verluste bei Verwendung der konventionellen Lösung nach Abschnitt 2.2 liegen bzw. diese unterschreiten. Zu Beginn werden notwendige physikalische Definitionen und Grundlagen für das zu entwickelnde Berechnungsmodell erläutert. Da bei der Modellierung die Wärmeverluste der umliegenden Bauteile mit berechnet werden müssen, ist es erforderlich die Wärmeverluste der ungestörten Decke zu bestimmen. Die Differenz aus der Modellierung mit der punktförmigen Wärmebrücke und der ungestörten Decke ergibt die zusätzlichen Wärmeverluste durch die Wärmebrücke. Es erfolgt eine Parameterstudie zur Identifikation der erforderlichen Wärmeleitfähigkeit des Stützen-Decken-Anschlusses  $\lambda_{eq}$ , sodass der zu entwickelnde Stützenanschluss gleichwertig zu der konventionellen Lösung ist.

Für die Anwendung in der Baupraxis wurden einfach handhabbare Kenngrößen definiert, die zum Teil mehrere der drei Mechanismen des Wärmetransportes (Transmission, Konvektion und Strahlung) in sich vereinen [vgl. Bounin et al. (2010)]. Hierdurch ist eine Vergleichbarkeit von Materialien und Konstruktionen gewährleistet.

#### Wärmeleitfähigkeit $\lambda$

Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  gibt diejenige Wärmemenge in  $W = J/s$  an, die durch einen Baustoff mit einer  $1\text{ m}^2$  großen Fläche und einer Schichtdicke von  $1\text{ m}$  bei einem Temperaturunterschied der beiden Oberflächen von  $1\text{ K}$  durchfließt. Die Wärmeleitfähigkeit vergrößert sich bei größerer Rohdichte und höherem Feuchtigkeitsgehalt des Stoffes. Je höher die Porenhäufigkeit und je kleiner die Porengröße desto geringer ist die Wärmeleitfähigkeit. In der Wärmeleitfähigkeit sind alle Mechanismen (Transmission, Konvektion und Strahlung) des Wärmetransportes innerhalb des festen Stoffes berücksichtigt [vgl. Bounin et al. (2010)].

#### Wärmedurchlasswiderstand $R$

Der Wärmedurchlasswiderstand  $R$  gibt den Widerstand eines Bauteils gegen den Durchfluss von Wärme an. Er berechnet sich aus der Dicke  $d$  des Bauteils dividiert durch die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ . Hierdurch ergibt sich nach Häupl et al. (2017) für eine homogene Bauteilschicht:

$$R = \frac{d}{\lambda}$$

Gl. 2–4

Bei mehrschichtigem Aufbau, wie in der Baupraxis bei Wänden oder Decken üblich, wird der Wärmedurchlasswiderstand über die Summe der einzelnen Wärmedurchgangswiderstände ermittelt:

$$R = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\lambda_i} \quad \text{Gl. 2-5}$$

#### Wärmeübergangswiderstand $R_{si}$ und $R_{se}$

Die Wärmeübergangswiderstände  $R_{si}$  und  $R_{se}$  geben nach Häupl et al. (2017) an, welche Wärmemenge in  $W = J/s$  durch einen Baustoff mit einer  $1 \text{ m}^2$  großen Fläche und der angrenzenden Luftschicht ausgetauscht wird. Der Widerstand ist unter anderem abhängig vom Bewegungszustand der Luft und den Temperaturverhältnissen, weshalb in einen Widerstand  $R_{si}$  für den Übergang an der Bauteilinnenseite und einen Widerstand  $R_{se}$  für den Übergang in Richtung der Außenluft unterschieden wird. In DIN EN ISO 6946 (2008) und dem sich im Entwurf befindlichen Nachfolgedokument E DIN EN ISO 6946 (2015) sind normative Vorgaben für die Wärmeübergangswiderstände  $R_{si}$  und  $R_{se}$  für Oberflächen, die mit Luft in Berührung sind, enthalten.

Tabelle 2-1: Wärmeübergangswiderstände nach DIN EN ISO 6946 (2008)

Wärmeübergangswiderstände in $\text{m}^2 \cdot \text{K/W}$	Richtung des Wärmestromes		
	Aufwärts	Horizontal	Abwärts
$R_{si}$	0,10	0,13	0,17
$R_{se}$	0,04	0,04	0,04

#### Wärmedurchgangswiderstand $R_T$

Der Wärmedurchgangswiderstand  $R_T$  ist die Summe aus dem Wärmedurchlasswiderstand  $R$  und den Wärmeübergangswiderständen  $R_{si}$  und  $R_{se}$ . Der Wärmedurchgangswiderstand ist der gesamte Widerstand, „der dem Wärmestrom durch das Bauteil zwischen warmer Raumluft und kalter Außenluft entgegengesetzt wird“ (Bounin et al. (2010), S. 235).

#### Wärmedurchgangskoeffizient $U$

Häufig wird anstelle des Wärmedurchgangswiderstandes  $R_T$  der Wärmedurchgangskoeffizient  $U$  verwendet. Dieser stellt den Kehrwert des Wärmedurchgangswiderstandes dar und wird wie folgt berechnet:

$$U = \frac{1}{R_T} = \frac{1}{R_{si} + \sum_i R_i + R_{se}} = \frac{1}{R_{si} + \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\lambda_i} + R_{se}} \quad \text{Gl. 2-6}$$

Für Bauteile mit inhomogenen Schichten kann der  $U$ -Wert ebenfalls berechnet werden. Die Berechnung mitsamt einem Beispiel ist in Häupl et al. (2017) enthalten.

### Stationärer Temperaturverlauf

Mithilfe des  $U$ -Wertes lässt sich die Wärmestromdichte  $q$  nach Gl. 2–7 ermitteln [vgl. Häupl et al. (2017)].

$$q = U \cdot (T_i - T_e) \quad \text{Gl. 2–7}$$

Mit der Wärmestromdichte kann die Temperatur einzelner Schichten einer mehrschichtigen Konstruktion mithilfe von Gl. 2–8 bis Gl. 2–11 ermittelt werden. Eine schematische Darstellung des Schichtaufbaus ist in Abb. 2-9 zu finden.

$$T_{si} = T_i - R_{si} \cdot q \quad \text{innerer Wärmeübergang} \quad \text{Gl. 2–8}$$

$$T_{1/2} = T_{si} - R_1 \cdot q = T_{si} - (d_1/\lambda_1) \cdot q \quad \text{Schicht 1} \quad \text{Gl. 2–9}$$

$$T_{2/3} = T_{1/2} - R_2 \cdot q = T_{1/2} - (d_2/\lambda_2) \cdot q \quad \text{Schicht 2} \quad \text{Gl. 2–10}$$

usw. bis

$$T_{se} = T_e - R_{se} \cdot q \quad \text{äußerer Wärmeübergang} \quad \text{Gl. 2–11}$$

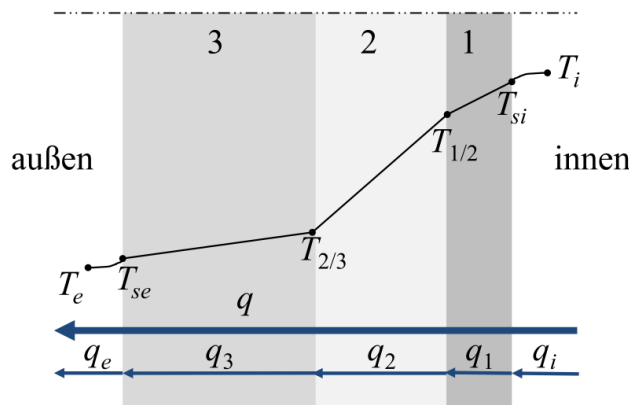


Abb. 2-9: Schematische Darstellung des Temperaturverlaufs

Auf Grundlage der dargestellten physikalischen Zusammenhänge wird die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  des Stützenanschlusses bestimmt und die Einhaltung des Bemessungstemperaturfaktors  $f_{Rsi,min} \geq 0,7$  nach Gl. 2–3 geprüft. Zur Berechnung der Temperaturverteilung innerhalb eines Bauteils wird die Wärmeleitungsgleichung (Gl. 2–12) gelöst.

$$\Delta T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Gl. 2–12}$$

Als Randbedingungen gelten hier sog. Robin-Randbedingungen, die sich aus der Temperatur des Raumes  $T_0$  und des Übergangs-Wärmewiderstandes  $R$  zwischen Raum und Decke zusammensetzen:

$$q = \frac{(T - T_0)}{R} \quad \text{Gl. 2-13}$$

Dabei ist  $q$  die in senkrechter Richtung zur Decke zeigende Wärmestromdichte zwischen dem Raum mit der Temperatur  $T_0$  und der Decke

$T_0$  Raumtemperatur

$T$  Oberflächentemperatur der Decke

Durch die Berechnung mithilfe der Finite-Elemente-Methode ist es möglich, den Wärmestrom und die Oberflächentemperaturen zu ermitteln. In der Regel werden Gebäude nicht vollständig mit einem einzigen Modell abgebildet. In den meisten Fällen wird das Gebäude für eine Berechnung nach DIN EN ISO 10211 (2008) mittels sogenannter Schnittebenen in verschiedene Teile separiert. Bei der Unterteilung ist zu beachten, dass „alle Unterschiede im Berechnungsergebnis zwischen unterteiltem Gebäude und dem als Ganzes behandelten Gebäude vermieden werden“ (DIN EN ISO 10211 (2008), Abs. 5.2.1, S.13). Das geometrische Modell ist aus einem zentralen Element sowie flankierenden Elementen aufgebaut und wird durch Schnittebenen begrenzt. Hierbei sind die Schnittebenen um den größeren Wert von 1 m oder der dreifachen Dicke des flankierenden Bauteils (hier: Decke) entfernt von dem zentralen Element anzuordnen. Bei üblichen Deckendicken im Hochbau von weniger als 30 cm ist die Schnittebene daher 1 m von dem Bauteil entfernt anzuordnen. Zur Berechnung der Temperaturverteilung innerhalb der Decke und der Stütze wurden die Finite-Elemente Programme PSI-Therm 3D und ELMER verwendet und nach DIN EN ISO 10211 (2008) validiert.

Nach DIN 4108-4 (2013) ist die Temperatur an der Oberseite mit  $T_0 = +20\text{ °C}$  bei einem Wärmeübergangswiderstand  $R_{si} = 0,17\text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$  und die Temperatur an der Unterseite ist  $T_0 = -5\text{ °C}$  bei einem Wärmeübergangswiderstand  $R_{se} = 0,04\text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$  festgelegt. Für die Wärmeleitwerte der Materialien gilt:

Stahlbeton: $\lambda = 2,3\text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(1 % Bewehrung)	für die Decke und die Stützen
Stahlbeton: $\lambda = 2,9\text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(2 % Bewehrung)	für das Übergangselement
Dämmung: $\lambda = 0,04\text{ W/(m}\cdot\text{K)}$		für die Dämmung

## 2.4.2 Beschreibung der Modelle zur thermischen Analyse

### Ungestörte Decke

Die Berechnung des Wärmestromes einer ungestörten Decke erfolgt an einem quadratischen Deckenausschnitt. Für den Deckenausschnitt werden die Schnittebenen nach Abschnitt 2.4.1 einen Meter entfernt von der Stütze angeordnet. Die zugrunde gelegte quadratische Stütze hat eine Kantenlänge von  $a_{\text{Stütze}} = 0,25\text{ m}$ , sodass daraus eine Kantenlänge des Deckenausschnittes von  $a = 2,25\text{ m}$  folgt. Die Deckenstärke beträgt  $d = 0,2\text{ m}$  und die Dämmung unterhalb der Decke nach EnEV (2016) ist  $d_D = 0,1\text{ m}$  dick. Unter den vorge-

gegebenen Randbedingungen für Temperatur und Geometrie ergibt sich anhand der Finite-Elemente-Methode ein Wärmestrom  $\Phi$  nach Gl. 2-14 von 45,3 Watt.

$$\Phi = A \cdot q = A \cdot \frac{\lambda}{s} \cdot (T_{se} - T_{si}) \quad \text{Gl. 2-14}$$

Durch Hinzufügen einer Wärmebrücke, durch eine die Dämmschicht durchstoßende Stahlbetonstütze, erhöht sich der Wärmestrom. Die Differenz aus diesem Wärmestrom und dem Wärmestrom der ungestörten Decke ist die Auswirkung der dreidimensionalen Wärmebrücke.

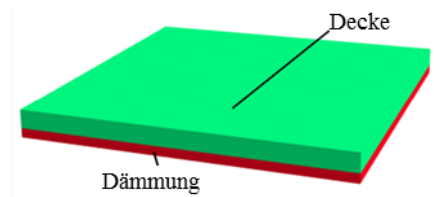


Abb. 2-10: Modell der ungestörten Decke in der Ansicht

### Konventionelle Lösung mit Dämmung am Stützenkopf

Die quadratische Stütze mit einer Kantenlänge von  $a_{Stütze} = 0,25$  m schließt an eine Decke mit der Dicke von  $d = 0,2$  m an (vgl. Abb. 2-11). Die Dämmung unter der Decke ist  $d_D = 0,1$  m dick und liegt auf einer Länge von  $l = 0,4$  m an der Stütze an. Im Übergangsbereich von Stütze und Decke hat der Stahlbeton die doppelte Bewehrung (resultierend aus der Überkreuzung von 1 % Bewehrung der horizontalen Bewehrung der Decke und 1 % aus der vertikalen Bewehrung der Stütze) und daher eine höhere Wärmeleitfähigkeit als der Stahlbeton der Decke und der Stütze.

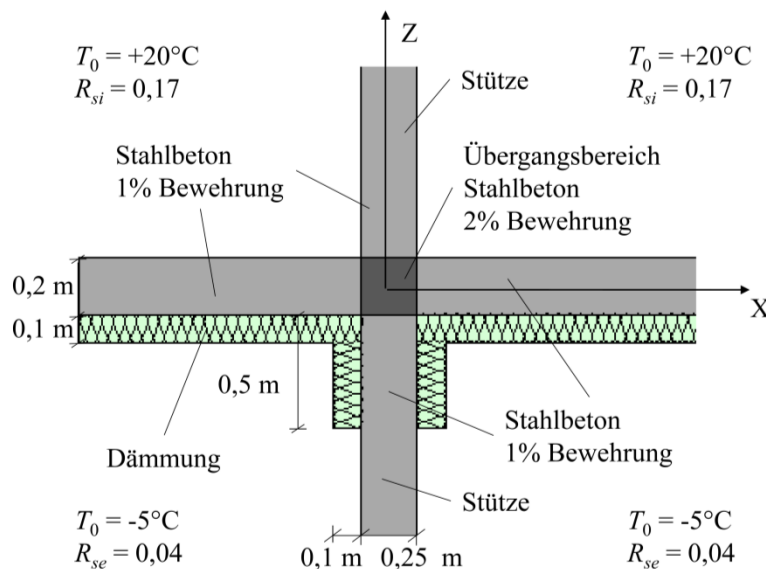


Abb. 2-11: 2D-Ansicht des Stützen-Decken-Knotens mit Dämmung (konventionelle Lösung)



Bei der konventionellen Lösung mit einer Dämmschicht um den Stützenkopf ergibt sich an der Oberfläche der Decke im Punkt A' (siehe Abb. 2-12) eine minimale Temperatur von  $T_{A'} \approx 17,9^\circ\text{C}$ . Aus Gründen der Taupunkt-Sicherheit darf die Temperatur an der Oberfläche der Decke nicht unter  $12,6^\circ\text{C}$  fallen (siehe Abschnitt 2.3.3). Diese Forderung ist bei der bisherigen konventionellen Ausführung der Wärmedämmung (Dämmschicht um die Stütze) erfüllt. Eine Auflistung der Wärmeflüsse und der Oberflächentemperaturen im Punkt A' für verschiedene Stützen- und Deckenabmessungen ist in Tabelle 2-2 und Tabelle 2-3 in Abschnitt 2.4.3 zu finden.

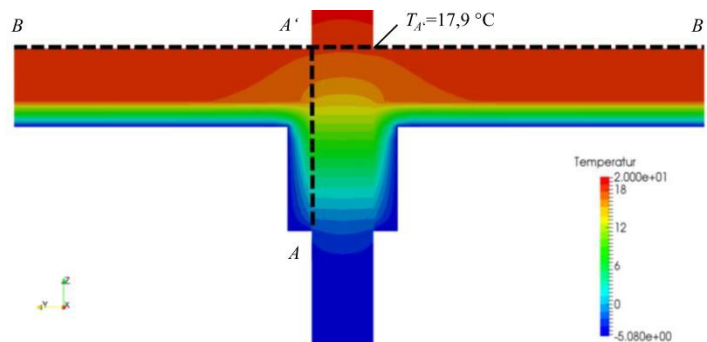


Abb. 2-12: Temperaturverteilung im Stützen-Decken-Knoten mit Dämmung (konventionelle Lösung)

### Stützen-Decken-Anschluss

Bei Verwendung des Anchlusselementes kann die aus architektonischen Gründen störende Dämmung um den Stützenkopf entfallen (siehe Abb. 2-13).

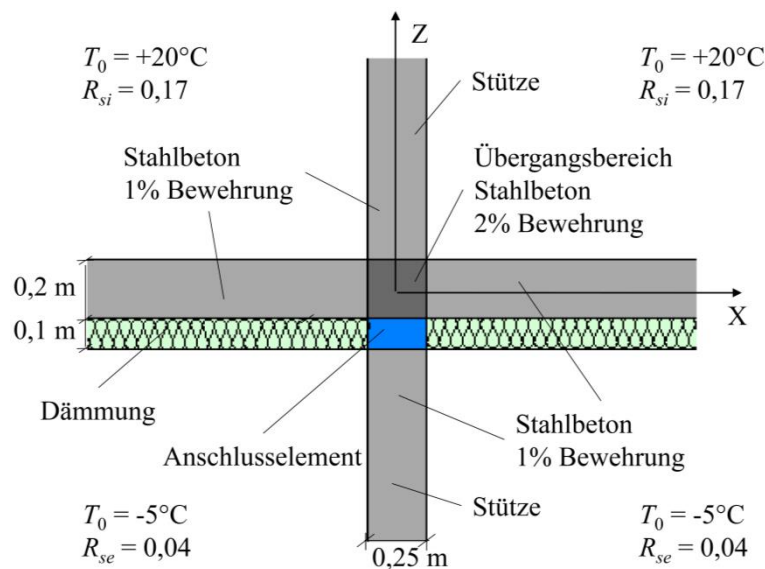


Abb. 2-13: 2D-Ansicht des Stützen-Decken-Knotens mit Anchlusselement

Ziel der Untersuchung ist es, die Wärmeleitfähigkeit des Anchlusselementes  $\lambda_{eq}$  zu identifizieren, bei welcher der Wärmestrom  $\Phi$  geringer und die Oberflächentemperatur im Punkt A' nach Abb. 2-14 größer ist als bei der konventionellen Lösung mit Dämmung am Stützenkopf (siehe Abb. 2-11). Begonnen wird der Vergleich bei Verwendung eines Stüt-

## 2 Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses

zenanschlusses aus Stahlbeton mit 1 % Bewehrung. Daraus ergibt sich eine Temperaturverteilung im Anschlussbereich Stütze-Decke:

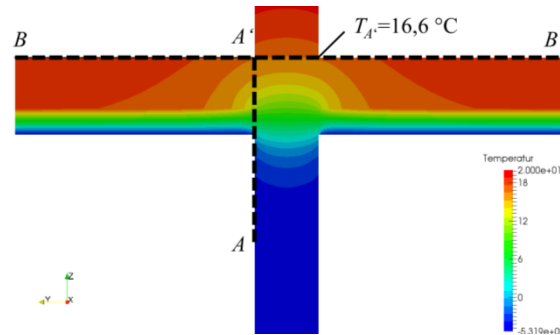


Abb. 2-14: Temperaturverteilung im Stützen-Decken-Knoten mit Anslusselement

Es ist erkennbar, dass sogar bei einem Anslusselement aus Stahlbeton ohne zusätzliche Dämmung die Temperatur im Punkt A' nach Abb. 2-14 nicht unter 12,6 °C fällt. Die Finite-Elemente Berechnung ergibt einen erhöhten Wärmestrom von 10,6 W durch die dreidimensionale Wärmebrücke. Dieser Wert ist erheblich größer als der Wärmestrom von 4,4 W der konventionellen Lösung (vgl. Tabelle 2–2). Daher müssen für den Stützenanschluss Materialien mit niedrigeren Wärmeleitfähigkeiten untersucht werden. In Abb. 2-15 sind die Temperaturverläufe entlang A-A' für verschiedene Werte der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  zu finden. Die Wärmeströme und die Oberflächentemperatur im Punkt A' sind in Tabelle 2–2 und Tabelle 2–3 dargestellt.

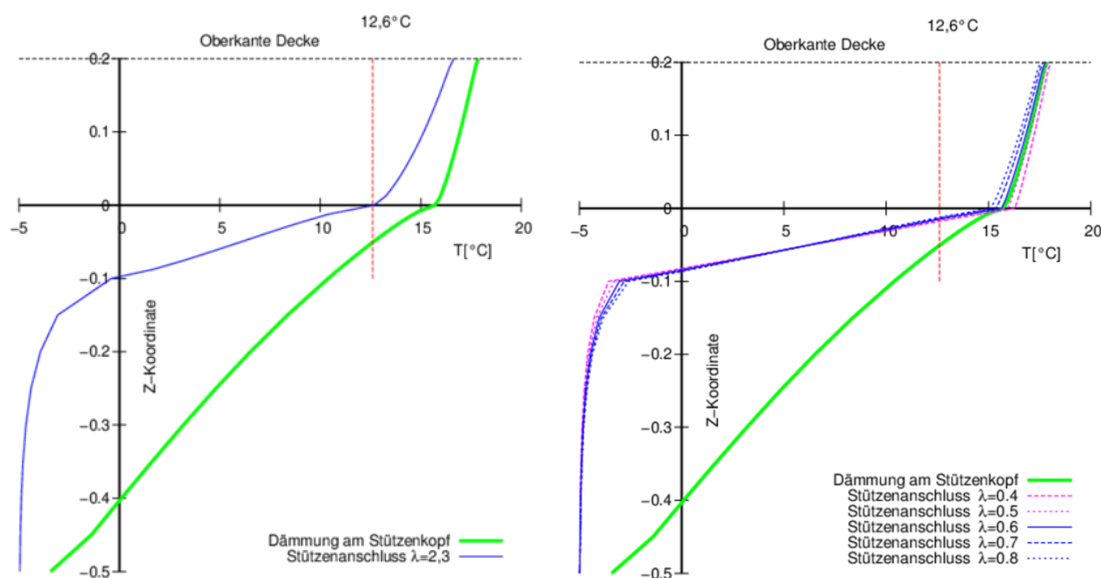


Abb. 2-15: Vergleich des Temperaturverlaufs entlang A-A' für den Stützen-Decken-Knoten

Der Temperaturverlauf entlang der Deckenoberfläche von B nach B' (siehe Abb. 2-12 und Abb. 2-14) ist in Abb. 2-16 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich die Temperaturen am Rand im Punkt B bzw. B' um weniger als 0,1 °C unterscheiden. Die Verwendung der Systemgrenze von 1 m nach DIN EN ISO 10211 (2008) ist zulässig, da der Bereich außerhalb

dieser Grenze keinen Einfluss auf den Wärmedurchgang im Bereich der punktförmigen Wärmebrücke mehr hat.

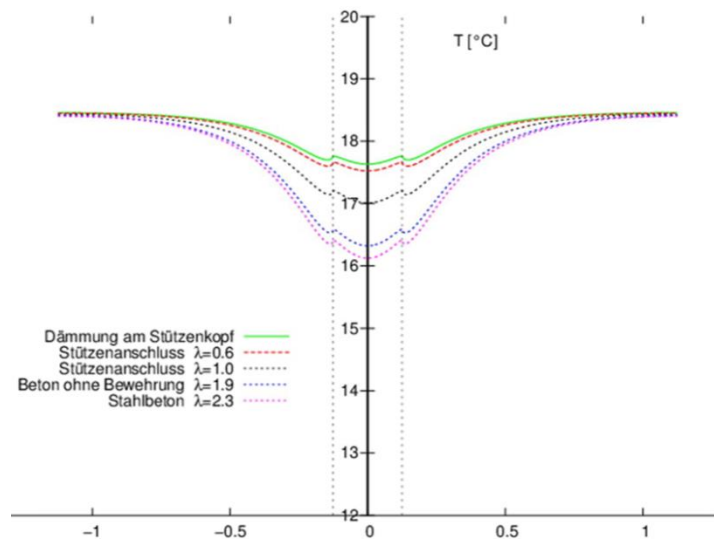


Abb. 2-16: Vergleich der Oberflächentemperatur entlang B-B' für den Stützen-Decken-Knoten

### 2.4.3 Auswertung der Oberflächentemperaturen und des Wärmestromes des Stützen-Decken-Knotens

In Tabelle 2–2 und Tabelle 2–3 sind die Temperatur an der Deckenoberseite  $T$  im Punkt  $A'$  und der Wärmestrom  $\Phi$  in Abhängigkeit der Abmessungen von Stütze und Decke sowie der Wärmeleitfähigkeit des Stützenanschlusses dargestellt. Es gilt hierbei zu beachten, dass die Stahlbetonstütze mit einem Bewehrungsgehalt von 1 % modelliert wurde. Bei größeren Bewehrungsgehalten steigen die Wärmeleitfähigkeit der Stahlbetonstütze und in der Folge die Wärmeverluste an.

Tabelle 2–2: Oberflächentemperatur in °C an der Oberseite der Decke im Punkt  $A'$  für verschiedene Geometrien

Deckendicke $d$ / Stützenbreite $a$	Monolithische Konstruktion	Konventionelle Lösung	Stützenanschluss mit $\lambda = 0,7$	Stützenanschluss mit $\lambda = 0,6$	Stützenanschluss mit $\lambda = 0,5$	Stützenanschluss mit $\lambda = 0,4$
$d = 0,2 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	16,6	17,9	17,6	17,8	17,9	18,0
$d = 0,2 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	15,9	17,4	17,1	17,3	17,4	17,6
$d = 0,25 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	17,0	18,0	17,8	17,9	18,1	18,2
$d = 0,25 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	16,3	17,6	17,3	17,5	17,6	17,8
$d = 0,3 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	17,3	18,1	17,9	18,0	18,2	18,3
$d = 0,3 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	16,6	17,7	17,5	17,6	17,8	17,9

## 2 Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses

Tabelle 2–3: Wärmestrom  $\Phi$  in W gegenüber der ungestörten Decke für verschiedene Geometrien

Deckendicke $d$ / Stützenbreite $a$	Monolithi- sche Kon- struktion	Konven- tionelle Lösung	Stützenan- schluss mit $\lambda = 0,7$	Stützenan- schluss mit $\lambda = 0,6$	Stützenan- schluss mit $\lambda = 0,5$	Stützenan- schluss mit $\lambda = 0,4$
$d = 0,2 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	10,6	4,4	5,5	4,9	4,2	3,5
$d = 0,2 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	27,5	16,0	18,3	17,2	15,8	14,3
$d = 0,25 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	10,4	4,3	5,3	4,8	4,1	3,4
$d = 0,25 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	27,1	15,8	18,0	16,9	15,6	14,0
$d = 0,3 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	10,3	4,3	5,3	4,9	4,1	3,4
$d = 0,3 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	26,7	15,7	17,9	16,7	15,4	14,0

Ausgehend von Tabelle 2–2 und Tabelle 2–3 lässt sich durch eine lineare Interpolation eine maximal zulässige Wärmeleitfähigkeit für das Anslusselement von  $\lambda = 0,53 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  bestimmen, um einen geringeren Wärmeverlust zu erhalten als er bei der konventionellen Lösung aktuell vorhanden ist. Hierzu ist es erforderlich, dass die Stahllängsbewehrung endet und nicht durch das Anslusselement hindurch geführt wird. Das Erreichen der Mindesttemperatur an der Deckenoberfläche ist bei einer Dämmung der Geschossdecke nach EnEV (2016) nur bei sehr hohen Bewehrungsgraden verbunden mit großen Außenabmessungen der Stahlbetonstütze nicht gewährleistet. Auch wenn die Gefahr der Schimmelpilzbildung daher nicht relevant ist, begrenzt jede Verringerung der raumseitigen Oberflächentemperatur die thermische Behaglichkeit für die Nutzer und sollte aus diesem Grund bestmöglich vermieden werden.

### 2.4.4 Untersuchung der Wirtschaftlichkeit

Zur Bestimmung, ob eine Wirtschaftlichkeit des Stützen-Decken-Anschluss vorliegt, werden die Wärmeverluste ermittelt, die durch den Stützen-Decken-Anschluss verhindert werden können. Unter Berücksichtigung der dadurch über die Lebensdauer eingesparten Primärenergiekosten lässt sich ermitteln, wie viel der Stützen-Decken-Anschluss kosten darf. Im Bereich der Decke zwischen den Stützen sind die Längsbewehrung der Stützen und der Decke vorhanden, daher sind beide Bewehrungsgrade bei der Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit berücksichtigt. Zusammenfassend werden zur Bestimmung der Wärmeverluste folgende Wärmeleitfähigkeiten der Materialien in der Modellierung angesetzt.

Decke:	Stahlbeton:	$\lambda = 2,28 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(1 % Bewehrung)
Stütze:	Beton:	$\lambda = 1,80 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(ohne Bewehrung)
	Stahlbeton:	$\lambda = 2,28 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(1 % Bewehrung)
		$\lambda = 3,25 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(3 % Bewehrung)
		$\lambda = 6,14 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(9 % Bewehrung)
Deckenknoten:	Stahlbeton:	$\lambda = 2,76 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(1 % + 1 % Bewehrung)
		$\lambda = 3,73 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(3 % + 1 % Bewehrung)
		$\lambda = 6,62 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$	(9 % + 1 % Bewehrung)

Dämmung:  $\lambda = 0,04 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$

Anschlusselement (Grenzwert)  $\lambda = 0,53 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$

Tabelle 2–4: Wärmestrom  $\Phi$  in W für verschiedene Längsbewehrungsgrade und Geometrien

Längsbewehrungsgrad	Deckendicke $h$ / Stützenbreite $a$	Monolithische Konstruktion	Konventionelle Lösung	Anschluss- element
1 %	$h = 0,2 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	10,6	4,4	4,4
	$h = 0,2 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	27,6	16,0	16,4
3 %	$h = 0,2 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	13,6	6,0	4,6
	$h = 0,2 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	33,6	19,7	17,2
9 %	$h = 0,2 \text{ m} / a = 0,25 \text{ m}$	20,7	10,4	5,1
	$h = 0,2 \text{ m} / a = 0,40 \text{ m}$	47,7	29,4	18,7

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das Anschlusselement unter Einhaltung einer maximalen Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda = 0,53 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  den Innenraum besser vor Wärmeverlusten schützt als die in Abschnitt 2.2 beschriebene konventionelle Lösung. Je größer die Außenabmessungen der Stütze werden, desto größer ist der absolute Wärmestrom  $\Phi$ . Bei einem Vergleich des Anschlusselementes mit der konventionellen Lösung fällt auf, dass bei größeren Außenabmessung der Stütze zwar der absolute Wärmestrom  $\Phi$  des Anschlusselementes gegenüber der konventionellen Lösung kleiner ausfällt, aber relativ gesehen verringert sich der vorteilhafte Wärmestrom des Anschlusselementes gegenüber der konventionellen Lösung. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die Oberfläche der Stütze im Verhältnis zu deren Volumen bei größeren Stützenabmessungen geringer wird und sich die Kerntemperatur der Stütze weniger verringert.

Für eine Standardstütze mit einem Bewehrungsgrad von 3 % ergibt sich nach Tabelle 2–4 ein Unterschied im Wärmestrom von 9,0 W zwischen der monolithischen Konstruktion und derjenigen mit einem Anschlusselement. Der Wärmestrom lässt sich durch Multiplikation mit der Zeit zu einer Energiemenge umrechnen. Hierfür wird angenommen, dass die Wärmeverluste nur in den Wintermonaten und somit in einem Viertel des Jahres auftreten. Bei einer Lebensdauer von 50 Jahren, 365 Tagen im Jahr und 24 Stunden pro Tag ergibt sich eine Gesamtenergiemenge im Lebenszyklus von 985,5 kWh. Zur Erzeugung dieser Energiemenge wird nach einer Umfrage des Bundesverbandes der Energie- und Wasserwirtschaft<sup>1</sup> in den überwiegenden Haushalten Gas verwendet. Der aktuelle Gasbezugspreis für private Haushalte liegt nach dem Monitoringbericht der Bundesnetzagentur (2017) bei 6,15 ct/kWh. Der übliche Jahresnutzungsgrad für eine Gasheizung beträgt nach Pisthol et al. (2016)  $\eta = 0,82$ . Für moderne Brennwertkessel kann der Jahresnutzungsgrad um 10 % höher liegen [vgl. Pisthol et al. (2016)]. Unter Berücksichtigung des Jahresnutzungsgrades eines modernen Brennwertkessels ergibt sich ein Gasbezugspreis von

<sup>1</sup> [https://www.bdew.de/media/documents/20171129\\_BDEW\\_Folien\\_Heizungsmarkt\\_und\\_Umfrage.pdf](https://www.bdew.de/media/documents/20171129_BDEW_Folien_Heizungsmarkt_und_Umfrage.pdf)

6,68 ct/kWh. Sodass sich ein Aufwand von  $\approx 66$  € ergibt, der für das Anschlusselement und den Einbau nicht überschritten werden sollte. Darin nicht enthalten sind die Faktoren, deren monetäre Abbildung schwierig ist. Dazu gehört das architektonisch fragwürdige Aussehen der konventionellen Dämmung, die reduzierte thermische Behaglichkeit durch die Wärmeverluste sowie der Wärmeeintrag in den Sommermonaten.

$$\frac{\text{Energieverlust} \times \text{Gasbezugspreis}}{\text{Jahresnutzungsgrad}} = \frac{985,5 \text{ kWh} \cdot 6,15 \text{ ct/kWh}}{(0,82+0,1)} \approx 66\text{€} \quad \text{Gl. 2-15}$$

### 2.5 Tragverhalten von Stützen-Decken-Knoten - Stand der Technik

#### 2.5.1 Einführung

In diesem Abschnitt wird der Stand der Technik hinsichtlich des Tragverhaltens von Stützen-Decken-Anschlüssen beschrieben. Dabei wird das Tragverhalten von Stahlbetondruckgliedern unter der Annahme einer monolithischen Stützen-Decken-Konstruktion näher erläutert (vgl. Abschnitt 2.5.2). Da die Längsbewehrung nicht durch den Stützenanschluss durchgeführt werden kann (vgl. Abschnitt 2.4) entsteht ein unbewehrter Bereich in der Stahlbetonstütze. Zugleich stellt das Anschlusselement eine Fuge zwischen der Stahlbetonstütze und der Decke dar. In der Literatur sind einige Forschungsarbeiten zur Kraftübertragung über dünne Mörtelfugen mit endender Längsbewehrung bei Stahlbetonfertigteilen zu finden, die in DAfStb Heft 316 (1980) und DAfStb Heft 499 (2000) zusammengefasst und analysiert werden. Die wesentlichen Ergebnisse hierzu sind in Abschnitt 2.5.3 beschrieben. Weiterhin wird in Abschnitt 2.5.4 der horizontale Lastübertrag über die Fuge des Stützenanschlusses näher erläutert. In Abschnitt 2.5.5 wird erläutert, welche Auswirkung die Verwendung des Stützen-Decken-Anschlusses auf die angrenzende Decke hat. Die Auswirkungen auf die Stütze im Geschoss oberhalb des Stützen-Decken-Anschlusses werden in Abschnitt 2.5.6 behandelt. Abschließend werden die wesentlichen Erkenntnisse in Abschnitt 2.5.7 zusammengefasst.

#### 2.5.2 Untersuchung zur erforderlichen Tragfähigkeit am Stützenkopf

Stahlbetondruckglieder werden in Tragwerken i. d. R. als aufgehende Stützen verwendet. Diese sind neben der axialen Druckkraft  $N$  durch ein einwirkendes Biegemoment  $M$  beansprucht. Dabei kann das Biegemoment durch einen exzentrischen Lastangriffspunkt  $e$  der Normalkraft erfasst werden (vgl. Gl. 2-16).

$$e = \frac{M}{N} \quad \text{Gl. 2-16}$$

Zusätzlich zu dieser äußeren, am Stützenkopf bzw. -fuß angreifenden, exzentrischen Normalkraft ist vor allem bei schlanken Druckgliedern mit einer zusätzlichen Exzentri-

tät aus der Tragwerksverformung infolge der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung (Th. II. O.) zu rechnen. Die Höhe dieser Exzentrizität ist von der Steifigkeit des Stahlbetondruckgliedes abhängig und wird als „geometrische“ Nichtlinearität bezeichnet. Außer der geometrischen Nichtlinearität ist eine physikalische Nichtlinearität bei der Ermittlung der Schnittgrößen von Stahlbetondruckgliedern zu berücksichtigen. Unter der physikalischen Nichtlinearität wird das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons verstanden. Mit zunehmender Beanspruchung reduziert sich die Steifigkeit der Stütze im Zusammenhang mit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung, der Rissbildung des Betons und dem Fließen der Bewehrung, wodurch sich zusätzliche Verformungen des Druckgliedes einstellen. Die sich ergebenden Zusammenhänge können mithilfe der Momenten-Krümmungs-Beziehung beschrieben werden [vgl. Graubner (1989); Quast (1994a); Quast (1994b); Six (2001); Glock (2004)]. I. d. R. ist die Ermittlung der Tragfähigkeit exzentrisch belasteter Druckglieder nur durch eine iterative Berechnung unter Berücksichtigung der belastungsabhängigen Querschnittssteifigkeiten möglich. Normativ sind für die Bemessung von Stahlbetondruckgliedern in Deutschland das sog. „allgemeine Verfahren“, das „Verfahren mit Nennkrümmung“ und ein „nichtlineares Verfahren“ auf Basis der wissenschaftlichen Grundlagen von König et al. (1995a), König et al. (1995b) und König et al. (1997) vorgesehen. Das Tragverhalten schlanker Stahlbetondruckglieder ist Gegenstand vieler Untersuchungen [vgl. u. a. Kordina (1957), Kordina (1964), DAfStb - Heft 204 (1969), Kordina & Quast (1976), Claeson & Gylltoft (1998)]. Dabei ist die Schlankheit  $\lambda$  des Druckgliedes aus der Knicklänge des Systems  $l_0$  und dem Trägheitsradius des Querschnittes  $i$  nach Gl. 2–17 zu bestimmen. Die Knicklänge des Systems bestimmt sich nach Gl. 2–18, wobei  $\beta$  aus Abb. 2-17 zu entnehmen ist.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{Gl. 2-17}$$

$$l_0 = \beta \cdot l_{\text{Stütze}} \quad \text{Gl. 2-18}$$

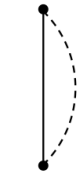
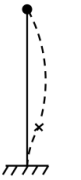
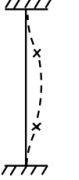


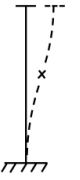

System	unverschieblich				verschieblich		
	gelenkig	gelenkig	starr eingespannt	elastisch eingespannt	frei	starr eingespannt	elastisch eingespannt
							
$\beta$ (theoretisch)	1,0	0,7	0,5	0,5 bis 1,0	2,0	1,0	1,0 bis $\infty$
$\beta$ (realistisch)	1,0	0,76	0,59	0,59 bis 1,0	2,2	1,2	1,2 bis $\infty$

Abb. 2-17: Beiwert  $\beta$  zur Bestimmung der Ersatzlänge für Stützen

Wenn die Auswirkungen nach Th. II. O. unter Berücksichtigung des Einflusses der Rissbildung, der nichtlinearen Baustoffeigenschaften sowie der Einflüsse infolge Kriechens weniger als 10 % der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung ausmachen, können die Auswirkungen nach Th. II. O. vernachlässigt werden. Vereinfachend ist es nach DIN EN 1992-1-1 (2011) erlaubt, die Auswirkungen nach Th. II O. zu vernachlässigen, wenn der Grenzwert der Schlankheit  $\lambda_{lim}$  nach Gl. 2–19 nicht überschritten wird.

$$\lambda_{lim} = 25 \quad \text{für} \quad \left| n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \right| \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}} \quad \text{für} \quad \left| n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \right| < 0,41$$

Gl. 2–19

Dabei ist

$N_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
$A_c$	Betonquerschnittsfläche
$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

Unter Berücksichtigung einer minimalen lichten Geschosshöhe in einer Tiefgarage von 2,0 m folgt für eine am Stützenfuß eingespannte und am Stützenkopf gelenkig gelagerte Stütze mit einer Kantenlänge von 0,25 m nach Gl. 2–17 und Gl. 2–18 eine Schlankheit  $\lambda = 21$ . Da diese Schlankheit den Grenzwert der Schlankheit  $\lambda_{lim}$  nach Gl. 2–19 nicht überschreitet, dürfen nach DIN EN 1992-1-1 (2011) die Auswirkungen nach Th. II O. vernachlässigt werden. Folglich ist die Belastung über die Stützenhöhe konstant und am Stützenkopf wirkt die volle Bemessungslast aus  $N_{Ed}$ , inklusive des zugehörigen Bemessungsmomentes  $M_{Ed}$ , nach Gl. 2–20. Das Bemessungsmoment  $M_{Ed}$  unter Verwendung der vorhandenen Normalkraft  $N_{Ed}$  unter Berücksichtigung der Exzentrizität  $e_1$  aus dem einwirkenden Biegemoment  $M_1$  nach Th. I. O. und der Exzentrizität aus der Imperfektion  $e_i$  bestimmt sich zu:

$$M_{Ed} = M_1 + M_i = N_{Ed} \cdot (e_1 + e_i) = N_{Ed} \cdot e_{ges}$$

Gl. 2–20

Normativ ist nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013), Abschnitt 6.1(4) für Querschnitte, die mit einer Drucknormalkraft belastet sind, stets eine Mindestexzentrizität von  $e_0 = h/30 \geq 20$  mm anzusetzen. Daher ist zu prüfen, ob die Exzentrizität  $e_{ges}$  nach Gl. 2–20 größer ist als die Mindestexzentrizität  $e_0$ .

### 2.5.3 Tragverhalten dünner Fugen unter vorwiegender Normalkraft

Aufgrund der in Kapitel 2.4 beschriebenen wärmetechnischen Trennung ist festzuhalten, dass die Längsbewehrung nicht durch die Fuge geführt werden kann und Anschlüsse, wie Muffenstöße, Schweißverbindungen oder ähnliches, nicht möglich sind, um die Stütze an die Decke anzuschließen. Da das Anschlusselement eine Fuge zwischen der Stahlbeton-



stütze und der Decke darstellt, wird die Kraftübertragung über dünne Fugen bei stumpf gestoßenen Fertigteilen untersucht, mit der sich bereits zahlreiche Autoren beschäftigt haben. Bei dünnen Druckfugen ist nach Schlaich & Schäfer (2001) und DIN EN 1992-1-1 (2011) zwischen weich- und hartgebetteten Fugen zu unterscheiden. Von einer hartgebetteten Fuge wird gesprochen, wenn der Elastizitätsmodul des Fugenmörtels größer als 70 % des Elastizitätsmoduls des Betons ist. Unter die weichgebetteten Fugen fallen vor allem Elastomerlager, die jedoch die Anforderungen an den Stützenanschluss nicht erfüllen (vgl. Abschnitt 2.6). Nachfolgend wird zwischen dem Tragverhalten der Stützen in Längs- und Querrichtung für hartgebettete Fugen unterschieden. Die Anordnung einer Stahlplatte in der Stützenstirn von Betonfertigteilstützen zur Verhinderung von Querspannungen nach DAfStb Heft 499 (2000) und König & Minnert (2000) ist sowohl aus Kosten- als auch aus Wärmeschutzgründen nicht möglich und wird hierin nicht näher betrachtet.

### Längsrichtung

Bei einem Kontaktstoß von Fertigteilen unter Verwendung von Mörtelfugen müssen die Mörtelfuge und der Bereich, in dem keine Längsbewehrung vorhanden ist, die Kraft der endenden Längsbewehrungsstäbe zusätzlich aufnehmen. Dies kann zu einer Überlastung der eigentlichen Tragfähigkeit des Betons bzw. Fugenmörtels führen. Anhand von Versuchen zeigen Halasz & Tantow (1964), dass die Tragfähigkeit der Mörtelfuge zwischen zwei steifen Stahlplatten mit abnehmender Dicke der Mörtelfuge  $d_M$  wächst. Die Tragfähigkeit angrenzender Betonprismen kann mittels einer Querbewehrung gesteigert werden [vgl. Delft (1968) und Hahn & Hornung (1968)]. Bei der Prüfung von Mörtelfugen zwischen zwei Stahlbetonprismen wird die volle Traglast der Stahlbetonstützen erreicht, wenn ein hochfester Fugenmörtel in einer geringen Schichtdicke und eine entsprechende Querbewehrung verwendet wird [vgl. Beck et al. und v. Halász & Bohle]. Nach DAfStb Heft 316 (1980) zeigen die Versuche, dass Fugendicken bis 4 cm möglich sind, wenn mittig in der Mörtelfuge eine Bewehrungsmatte angeordnet wird. Dabei muss der gegenseitige Abstand der Längsstabenden geringer als 10 cm sein (siehe Abb. 2-18).

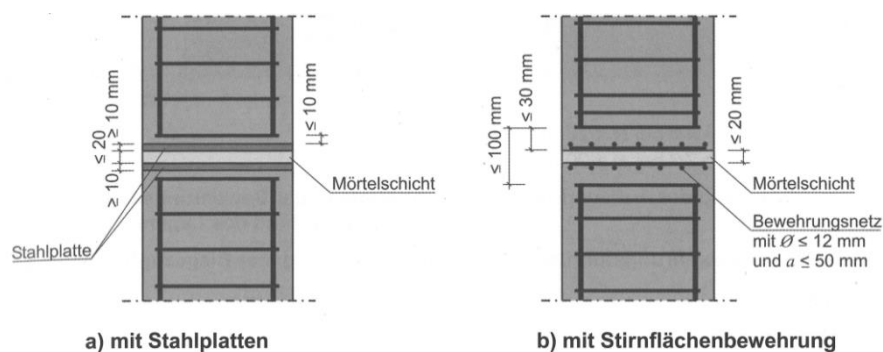


Abb. 2-18: Ausbildung der Stirnfläche von Druckfugen; a) mit Stahlplatten, b) mit Stirnflächenbewehrung [DAfStb - Heft 600 (2012)]

Bei Anordnung von Stahlplatten in der Stützenstirn oder wenn eine Deckenscheibe vorhanden ist, kann die volle Tragfähigkeit der ungestoßenen Stahlbetonstütze aus normal- oder hochfestem Beton erreicht werden. Dabei kann auf eine zusätzliche Querbewehrung verzichtet werden, solange die Längsbewehrung dicht ( $< 10 \text{ mm}$ ) an die Stahlplatte mit einer Minstdicke von  $10 \text{ mm}$  herangeführt wird. Ist in der Stützenstirn der beiden Stützen jeweils eine Bewehrungsmatte angeordnet, ist eine Reduktion um  $10 \%$  der Stützentragfähigkeit zu erwarten. Wird stattdessen eine Bügelbewehrung in der Fuge angeordnet, folgt eine Abminderung der Stützentragfähigkeit um  $20 \%$  bis  $30 \%$ . In Minnert et al. (2002) sind ergänzend dazu Bemessungshilfsmittel zu finden. Saleh (2002) hat die Erkenntnisse nach DAfStb Heft 499 (2000) im Hinblick auf die Querkzugspannungen in der Stahlbetonstütze aufbauend auf dem Versuchsprogramm von König et al. (2001) auf normalfeste Betone übertragen. Weiterhin zu beachten ist nach Saleh (2002):

- Die Bügelabstände sind nach gültigen Normenwerken auszuführen.
- Auf der Höhenlage des Stabendes der Längsbewehrung ist ein Bügel anzuordnen.
- Die Druckfestigkeit des Fugenmörtels ist mindestens so groß zu wählen wie die Druckfestigkeit des Stützenbetons.
- Der Elastizitätsmodul des Mörtels muss mindestens  $70 \%$  des Elastizitätsmoduls des Betons entsprechen.

Nach DIN EN 1992-1-1 (2011) und DAfStb - Heft 600 (2012) kann die Tragfähigkeit von dünnen hartgebeteten Fugen  $N_{Rd}$  zwischen Stahlbetonstützen nach Gl. 2–21 bestimmt werden. Bereits 2009 wurde diese Gleichung von Bachmann et al. (2009) für die Anwendung im Fertigteilbau vorgeschlagen.

$$N_{Rd} = \kappa \cdot (A_{c,netto} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}) \quad \text{Gl. 2–21}$$

mit  $\kappa$              $0,9$  für eine Stirnflächenbewehrung oder  $1,0$  für eine Stahlplatte an der Stützenstirn

$A_{c,netto}$         Nettoquerschnittsfläche der Stahlbetonstütze

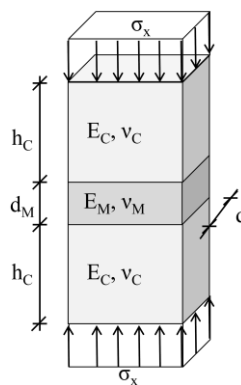
$f_{cd}$              Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

$A_s$              Querschnittsfläche der Bewehrung

$f_{yd}$              Bemessungswert der Druckfestigkeit der Bewehrung

### Querrichtung

Mithilfe von Kräftezerlegungen konnten Mörsch (1924), Sargious (1960) und Hiltcher & Florin (1968) die Verteilung der Querkzugspannungen bei dünnen Fugen erfassen. Leonhardt (1973) entwickelte aus diesen Ansätzen eine Formel zur Ermittlung der Spaltzugkräfte bei ebener Teilflächenbelastung. Dieser Ansatz gilt nach DAfStb Heft 316 (1980) jedoch nur für die Annahme einer gleichförmigen Spannungsverteilung im Bereich unterhalb der Lasteinleitung. Für Bauteile mit Längsbewehrung gilt diese Annahme



$$Z_{s,q,M} = 0,3125 \cdot \sigma_N \cdot A_c \cdot \frac{\left( \frac{\nu_M}{E_M} - \frac{\nu_c}{E_c} \right)}{\left( \frac{1}{E_c} + \frac{1}{2 \cdot E_M} \cdot \frac{b}{d_M} \right)} \quad \text{Gl. 2-22}$$

Dabei ist

$\sigma_N$	Druckspannung senkrecht zur Fuge
$A_c$	Querschnittsfläche der Stütze
$\nu_M, \nu_c$	Querdehnzahl des Mörtels bzw. des Betons
$E_M, E_c$	Elastizitätsmodul des Mörtels bzw. des Betons
$b$	Außenabmessungen der Stahlbetonstütze
$d_M$	Dicke der Mörtelfuge

Die Bestimmung der Druckspannung senkrecht zur Mörtelfuge  $\sigma_N$  kann nach DAfStb Heft 499 (2000) mittels Gl. 2–23 erfolgen. In dieser wird berücksichtigt, dass etwa 75 % der Kraft der Bewehrungsstäbe durch den Kernbeton übertragen werden. Die Annahme konnte durch Versuche von Bachmann et al. (2009) bestätigt und aus der aufgezeichneten Längsstauchung abgelesen werden (vgl. Abb. 2-20).

$$\sigma_x = \frac{A_{c,netto} \cdot \alpha_c \cdot f_{ck} + 0,75 \cdot A_{sl} \cdot \sigma_s}{A_c} \quad \text{Gl. 2-23}$$

mit $A_{c,netto}$	Nettoquerschnittsfläche des Betons
$\alpha_c$	Dauerstandsfaktor
$A_{sl}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$\sigma_s$	Spannung in der Längsbewehrung

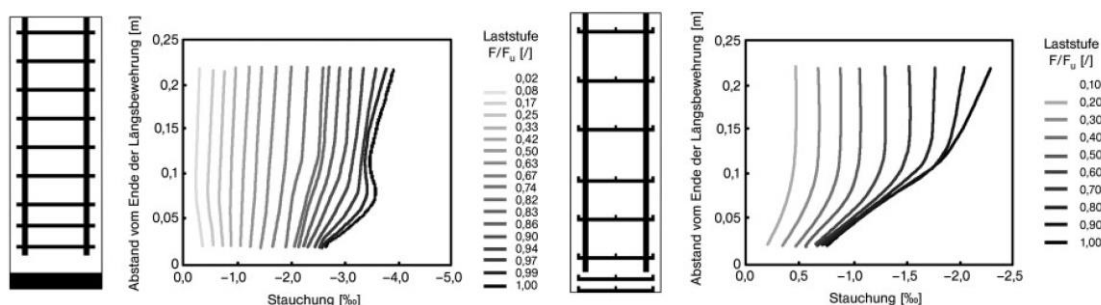


Abb. 2-20: Stauchung der Längsbewehrung mit und ohne Stahlplatte in der Stützenstirn [Bachmann et al. (2009)]

### 2. Querzugspannung aus dem Spitzendruck der Längsbewehrung

Der verbleibende Teil der Kraft in den Bewehrungsstäben, der nicht über Verbund in den Kernbeton übertragen wird, liegt bei etwa 25 % und wird direkt über die Stirnfläche der Bewehrung in den Beton übertragen. Dabei wird ein Ausbreitungswinkel der Spitzendruckkräfte von 45° angenommen (vgl. Abb. 2-21, links).

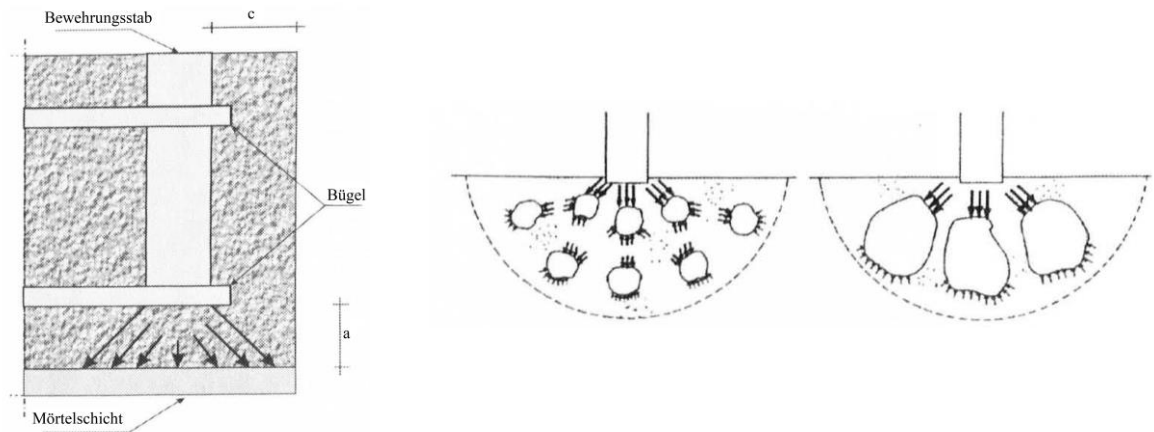


Abb. 2-21: Ausbreitung der Spitzendruckkräfte im Stoßbereich (links, [Saleh (2002)]) und Kraftfluss bei kleinen und großen Gesteinskörnern (rechts, [Lieberum (1987)])

In Abb. 2-21 ist sichtbar, dass der maximale Abstand  $a$  zwischen Stabende und Stützenstirn für eine vollständige und gleichmäßige Ausbreitung der Spitzendruckkraft bei einem angenommenen Lastausbreitungswinkel von  $45^\circ$  kleiner als die Betondeckung  $c$  der Längsbewehrung ist. Untersuchungen von Lieberum (1987) zeigen, dass ein größerer Größtkorndurchmesser positiv ist, da sich die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein in größerer Entfernung vom Lastangriffspunkt befindet und eine größere Lastausbreitung erfolgt (vgl. Abb. 2-21). Der Betonkern ist wesentlich steifer als der durch Längsrisse geschwächte Betonmantel [vgl. DAfStb Heft 499 (2000)]. Dadurch kommt es zu einer Umlenkung der vertikalen Kraft aus dem Bewehrungsstab zur Mitte der Stütze hin. Zur Beschreibung dient das nachfolgend abgebildete ebene Fachwerkmodell nach DAfStb Heft 499 (2000).

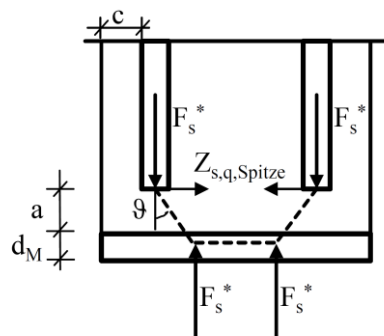


Abb. 2-22: Fachwerkmodell für die Ermittlung der Querkzugkraft aus der Umlenkung der Spitzendruckkraft der Längsbewehrung [DAfStb Heft 499 (2000)]

Dabei ergibt sich die Querkzugkraft  $Z_{s,q,Spitze}$  zu:

$$Z_{s,q,Spitze} = 0,25 \cdot \sigma_s \cdot A_{sl}^* \cdot \tan \vartheta \quad \text{Gl. 2-24}$$

mit  $A_{sl}^*$  Querschnitt der Längsbewehrung in einer Stützenflanke

$\vartheta$  Neigung der Druckstrebe

Der Druckstrebenneigungswinkel kann anhand des Abstandes der Längsstabenden in Wirkungsrichtung, der sich aus der Dicke der Mörtelfuge  $d_M$  und dem Abstand  $a$  der Längsbewehrung von der Stirnfläche der Fertigteilstützen ergibt, bestimmt werden. Für die Bestimmung der Tragfähigkeit ist nach Saleh (2002) das Ablösen der Betondeckung vom Kern maßgebend und wird wesentlich durch die Spitzendruckkraft der endenden Längsbewehrung beeinflusst. Entsprechend der Bruchbilder der durchgeführten Versuche schlägt Saleh (2002) einen konstanten Druckstrebenneigungswinkel von  $45^\circ$  vor. Da die Querdehnzahlen von Beton und Mörtel nach Seelmann (1997) bis zu einem Belastungsniveau von 80 % der Bruchlast nahezu konstant bleiben, kann nach Saleh (2002) bei einer Mörtelfestigkeit, die den 1,25-fachen Wert der Betondruckfestigkeit übertrifft, der Einfluss der Querdehnung des Mörtels vernachlässigt werden.

### 3. Querzugspannungen aus der Endverankerung der Längsbewehrung über Verbund

Nach Abzug des Spitzendruckes müssen ungefähr 75 % der Kraft in den Längsbewehrungsstäben über Verbund in den Beton eingeleitet werden. Tepfers (1973) entwickelte ein Ringzugmodell zur Beschreibung des Verbundverhalten bei normalfestem Beton, das nach DAfStb Heft 499 (2000) auch bei hochfesten Betonen angewendet werden kann. Kurz (1997) ergänzte wirklichkeitsnahe Werkstoffgesetze und konnte den Versagensmechanismus näher beschreiben. Gedanklich wird ein dünnwandiger Zylinder unter Innendruck verwendet, bei dem weder der Beton einen Teil der Ringzugkraft aufnimmt, noch dass eine Verankerung der Bügelbewehrung zwischen den Längsbewehrungsstäben möglich ist [vgl. DAfStb Heft 499 (2000)]. Unter Ansatz eines Lastausbreitungswinkels von  $45^\circ$  folgt eine Ringzugkraft von:

$$Z_R = 0,12 \cdot A_{sl} \cdot \sigma_s \quad \text{Gl. 2-25}$$

### 4. Querzugspannungen aus der Umschnürung des Kernbetons

Die Tragfähigkeit des Kernbetons muss nach DAfStb Heft 499 (2000) durch eine effektive Querbewehrung soweit gesteigert werden, dass die Kraft aus der Bewehrung zusätzlich durch den Kernbereich übertragen werden kann. Die zusätzlich erforderliche Festigkeitssteigerung des Betons  $\max \Delta f_c$  lässt sich wie folgt berechnen:

$$\max \Delta f_c = \frac{0,75 \cdot A_{sl} \cdot \sigma_s}{A_{c,Kern,n}} = \frac{0,75 \cdot A_{sl} \cdot \sigma_s}{b_c \cdot d_c - A_{sl}} \quad \text{Gl. 2-26}$$

mit  $b_c, d_c$  Achsmaß der Bügelbewehrung

Unter Berücksichtigung der in der Literatur zu findenden Ansätze für die Verteilung der Verbundspannungen zwischen Beton und Betonstahl nach DAfStb Heft 138 (1961), DAfStb Heft 351 (1986) und Kurz (1997) kann der Verlauf der Überlastung des Betons  $\Delta f_c(x)$  nach DAfStb Heft 499 (2000) über die Einleitungslänge der Bewehrung nach Gl. 2-27 ausgedrückt werden.

$$\Delta f_c(x) = \max \Delta f_c \cdot \left( 1 - \frac{1}{l_b^\alpha} \cdot x^\alpha \right) \quad \text{Gl. 2-27}$$

Dabei ist:

$\max \Delta f_c$	Maximalwert der Betonüberlastung
$l_b$	Verankerungslänge
$\alpha$	Verbundbeiwert

Die effektivste Art der Umschnürung des Kernbetons kann durch ein Stahlrohr oder eine wendelförmige Bewehrung erreicht werden. Diese Möglichkeiten scheiden bei den vorwiegend quadratischen und rechteckigen Stützegeometrien aus. Für normalfeste Betone wurde das Verhalten von umschnürten Druckgliedern von Scott et al. (1982), Mander et al. (1988a) und Mander et al. (1988b) untersucht. Für hochfeste Betone entwickelte Simsch (1994) ein Rechenmodell, das in DAfStb Heft 499 (2000) Anwendung findet. Im Hinblick auf die Umschnürungsbewehrung vergleicht Saleh (2002) die Arbeiten von Shamim & Uzumeri (1982), Mander et al. (1988a), Model Code 1990 (1993), Saatcioglu & Razvi (1992), Simsch (1994) und Pessiki & Pieroni (1997). Dabei zeigt sich, dass der Ansatz nach Simsch (1994) zur Bestimmung der Umschnürung auch von Saleh (2002) bevorzugt wird, sodass sich keine Änderungen zu den Bemessungsvorschlägen nach DAfStb Heft 499 (2000) ergeben und der Ansatz für den Normalbeton anwendbar ist. Die Erhöhung der Druckfestigkeit durch eine Querbewehrung lässt sich nach Gl. 2-28 ermitteln.

$$\Delta f_c = \frac{1}{v} \cdot k_e \cdot \sigma_2 \quad \text{Gl. 2-28}$$

Dabei ist

$v$	Querdehnzahl des Betons
$k_e$	Reduktionsfaktor der effektiven Betonfläche
$\sigma_2$	Querspannung infolge der Umschnürung

Durch Einsetzen des Verlaufs der erforderlichen Überlastung des Betonkerns nach Gl. 2-27 in Gl. 2-28 für die Erhöhung der Druckfestigkeit kann die erforderliche Querdrukspannung  $\sigma_2$  und über deren Integration die erforderliche Querkraft ermittelt werden.

$$Z_{s,q,Umsch} = \int_0^{l_b} \frac{v}{k_e} \cdot \Delta f_c(x) dx = \int_0^{l_b} \frac{v}{k_e} \cdot \max \Delta f_c \cdot \left( 1 - \frac{x^\alpha}{l_b^\alpha} \right) dx \quad \text{Gl. 2-29}$$

Mit einem Verbundbeiwert  $\alpha$ , der nach DAfStb Heft 466 (1996) mit 0,3 angegeben wird, lässt sich das Integral zu folgender Gleichung auflösen:

$$Z_{s,q,Umsch} = \frac{v \cdot d_c \cdot l_b}{k_e} \cdot 0,23 \cdot \max \Delta f_c \quad \text{Gl. 2-30}$$

Zur Lösung von Gl. 2-30 ist es erforderlich, die Verankerungslänge  $l_b$  der Längsbewehrung und den Reduktionsfaktor  $k_e$  für die kleinste effektiv umschnürte Fläche genau zu bestimmen. Die Verankerungslänge lässt sich mithilfe von Gl. 2-31 ermitteln, wobei die mittlere Verbundspannung aus DAfStb Heft 466 (1996) entnommen werden kann.

$$l_b = \frac{T}{\tau_{sm} \cdot U_s} \quad \text{Gl. 2-31}$$

mit  $T$             Einzuleitende Verbundkraft  
 $\tau_{sm}$             mittlere Verbundspannung  
 $U_s$             Umfang des Bewehrungsstabes

Die effektiv umschnürte Fläche entspricht demjenigen Bereich der Stütze, in dem durch die vorhandene Querbewehrung ein dreiaxialer Druckspannungszustand erzeugt werden kann. Die Fläche lässt sich aus der Grundfläche der Mittelachsen der Bügel bestimmen. Von dieser ist nach Simsch (1994) die nicht umschnürte Fläche in der Bügelebene abziehen und die Flächenreduzierung in vertikaler Richtung zu berücksichtigen. In Abb. 2-23 ist das effektiv umschnürte Volumen einer kreisrunden Stütze dargestellt. Hierbei ist deutlich die Flächenreduzierung in vertikaler Richtung zu sehen (vgl. Schnitt B-B in Abb. 2-23).

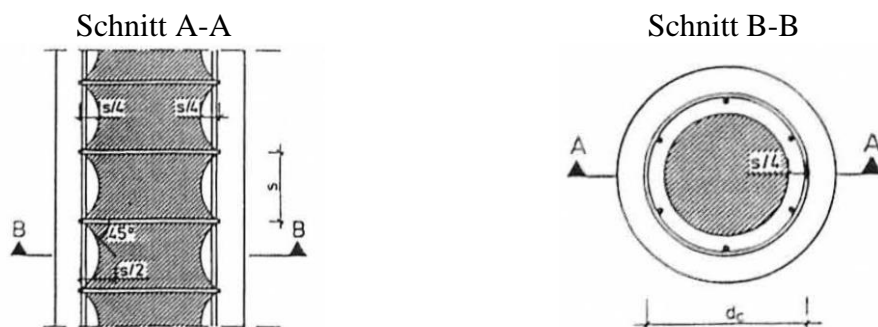


Abb. 2-23: Effektiv umschnürtes Volumen [Simsch (1994)]

Für die Ermittlung der effektiv umschnürten Fläche leitete Simsch (1994) den Reduktionsfaktor für verschiedene Querschnittsformen her. Hierbei ist entsprechend der Darstellung in Abb. 2-24 die umschnürte Fläche bei vier Längsstäben (links) bzw. mehr als vier Längsstäben (rechts) für eine quadratische Stütze angegeben. Die Formeln für rechteckige Stützen können Simsch (1994) entnommen werden.



$$k_e = \frac{1/3 \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot d_c \cdot \sqrt{2}}\right)^2}{1 - \rho_l} \quad \text{bzw.} \quad k_e = \frac{\left(1 - \frac{n \cdot w_i^2}{6 \cdot d_c^2}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot d_c}\right)^2}{1 - \rho_l} \quad \text{Gl. 2-32}$$

Dabei ist

- $s$  vertikaler Abstand der Bügel  
 $w_i$  Abstand der Längsbewehrungsstäbe nach Abb. 2-24  
 $\rho_l$  Längsbewehrungsgrad

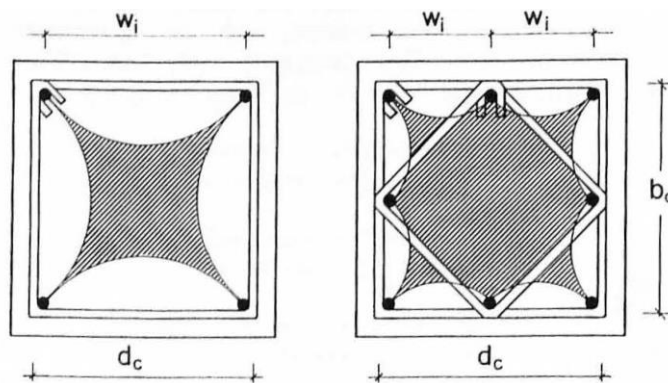


Abb. 2-24: Effektiv umschnürte Fläche in der Ebene der Bügel [Simsch (1994)]

Da der eigentliche Zweck die Ermittlung der Querbewehrung unter der Mörtelfuge ist, ist ein iteratives Vorgehen zur Bestimmung der Querbewehrung erforderlich. Durch Auswertung der Gleichungen zur Bestimmung des Reduktionsfaktors  $k_e$  (Gl. 2-32) können unter festgelegten Randbedingungen konstante Werte für  $k_e$  auf der sicheren Seite gewählt und somit auf eine Iteration verzichtet werden. In DAfStb Heft 499 (2000) wurde darüber hinaus festgestellt, dass die Bruchlasten etwa 13 % oberhalb der theoretischen Bruchlast bei Ansatz der Umschnürungswirkung der Querbewehrung liegen und daher die Betondeckung bei den hochfesten Stützen einen erheblichen Anteil zur Traglast beisteuert. Bei Versuchen von Saleh (2002) zeigte sich bei allen Prüfkörpern, dass das Versagen durch vertikale Längsrisse in der Betondeckung angekündigt wird, was auf eine Abtrennung der Betondeckung vom Kern hindeutet.

#### 2.5.4 Horizontaler Lastabtrag über die Fuge

Für den Stützen-Decken-Anschluss sind aufgrund der Vorgabe eines ausgesteiften Systems keine planmäßigen Horizontalkräfte abzutragen. Einzig die Auswirkungen eines Fahrzeuganpralls sind nach DIN EN 1991-1-7 (2010) im Hochbau bei Parkhäusern und Bauwerken mit zugelassenem Verkehr zu berücksichtigen. Die Anpralllast darf als äquivalente statische Kraft für „den Nachweis des statischen Gleichgewichts, die Festigkeitsnachweise und die Bestimmung der Verformungen des Tragwerks“ [DIN EN 1991-1-7 (2010), Abs. 4.2(4)] verwendet werden. Für durch PKW befahrene Verkehrsflächen, wie

z. B. Tiefgaragen, ist in Fahrtrichtung eine Kraft von  $H_{dx} = 50 \text{ kN}$  in einer Höhe von 0,5 m über der Fahrbahnoberfläche auf einer Fläche von  $b/h$  von maximal 0,5 m / 0,2 m anzusetzen [vgl. DIN EN 1991-1-7/NA (2010), NDP zu 4.3.1(3)]. Aufgrund der niedrigen Höhe des Lastangriffspunktes wird die Hauptlast unabhängig vom statischen System über den horizontal gehaltenen Stützenfuß abgetragen. Es ergeben sich die in Tabelle 2–5 dargestellten Auswirkungen bei einer Stütze ( $b/h/l = 0,25 \text{ m}/0,25 \text{ m}/2,75 \text{ m}$ ) unter den gegebenen Lagerungsbedingungen. Auf der sicheren Seite liegend kann eine erforderliche übertragbare Horizontalkraft von 12,4 kN angenommen werden.

Tabelle 2–5: Horizontallasten in Abhängigkeit des statischen Systems

Lagerung Stützenfuß	Lagerung Stützenkopf	Horizontalkraft am Stützenkopf in kN
Eingespannt	Eingespannt	3,7
Eingespannt	Gelenkig	2,7
Gelenkig	Eingespannt	12,4
Gelenkig	Gelenkig	10,4

Der Querkraftabtrag über Mörtelfugen bei stumpf gestoßenen Fertigteilen wurde von Zalewski et al. (2013) insbesondere im Hinblick auf außergewöhnliche Anpralllasten von Flugzeugen untersucht. Bei stumpf gestoßenen Fertigteilen mit Stahlplatten in der Stützenstirn liegt die Festigkeit der Mörtelfuge üblicherweise über derjenigen des Stützenbetons, weshalb das Versagen weder im Mörtel noch in der Fuge zwischen Stahlplatte und Mörtel stattfindet. Die nachzuweisende Fuge ist die zwischen der Stahlplatte und dem Beton des Fertigteils. Für diese Fuge gilt der empirisch ermittelte Schubwiderstand von Verbundfugen nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013). Dieser setzt sich aus drei Traganteilen (Adhäsion, Rissreibung und dem Traganteil der Verbundbewehrung) zusammen, die gleichzeitig angesetzt werden:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot 1,2 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{Gl. 2–33}$$

mit

$c, \mu$  und  $v$       Beiwerte in Abhängigkeit der Fugenrauigkeit

$f_{ctd}$               Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

$\sigma_N$               Spannung infolge der minimalen Normalkraft senkrecht zur Fuge

$\rho = A_s/A_i$       Verhältnis der die Fuge kreuzenden Verbundbewehrung zur Fläche der Schubübertragung

$45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$       Neigungswinkel der Verbundbewehrung in Grad

Für sehr glatte Fugen, wie zwischen Stahlplatten und Beton, ist der Beiwert  $c = 0$  und folglich keine Haftung anzusetzen. Da in dieser Fuge keine Bewehrung vorhanden ist, entfällt dieser Teil und als tragender Anteil verbleibt die Rissreibung mit einem Reibbeiwert  $\mu = 0,5$ . Mit  $v = 0,2$  ergibt sich gleichzeitig eine Begrenzung auf einen maximalen Schubwiderstand von  $v_{Rdi} = 0,1 \cdot f_{cd}$ . Es kann davon ausgegangen werden, dass die Nor-

malsspannung in der Stütze bereits durch das Eigengewicht der Gesamtkonstruktion über  $\sigma_N \geq 0,2 \cdot f_{cd}$  liegt und daher bei einem Reibbeiwert von  $\mu = 0,5$  stets die Obergrenze maßgebend wird. Nach DIN EN 1992-1-1 (2011), Abs. 10.9.4.3 (1) dürfen Querkkräfte bei Druckfugen vernachlässigt werden, wenn diese weniger als 10 % der Druckkraft betragen. Ausgehend von einer maximalen Anpralllast von 12,4 kN nach Tabelle 2–5 lässt sich eine erforderliche vertikale Druckkraft von  $\geq 124$  kN für die Stütze bestimmen. Es ist davon auszugehen, dass diese vertikale Druckkraft i. d. R. vorhanden ist, sodass der Lastfall Anprall unabhängig von der Lagerungsart abgetragen werden kann. Planmäßig sind somit mit dem Stützenanschluss keine Horizontallasten zu übertragen. Für den Lastfall Anprall konnte gezeigt werden, dass die entstehenden Lasten mehrheitlich über den Stützenfuß abgetragen werden und daher die Last auf den Stützenkopf gering ist. Die durch Reibung über eine dünne Fuge zwischen zwei Stahlplatten übertragbare Schubtragfähigkeit liegt deutlich über der ermittelten Einwirkung. Da die Fuge zwischen Leichtbeton und Beton stets „rauer“ als diejenige zwischen einer Stahlplatte und Beton anzusehen ist, ist eine höhere Tragfähigkeit für den Stützen-Decken-Anschluss mit LC-Element zu erwarten und eine weitergehende Untersuchung der horizontalen Tragfähigkeit ist nicht erforderlich.

### 2.5.5 Auswirkungen auf die an den Stützen-Decken-Anschluss angrenzende Decke

In diesem Abschnitt wird die an den Stützen-Decken-Anschluss angrenzende Decke behandelt, um zu prüfen, ob und wenn ja welche Maßnahmen für die Decke zu ergreifen sind, wenn der Stützen-Decken-Anschluss angewendet wird. Hierfür wird die Bestimmung der Tragfähigkeit zur Durchleitung von Stützenlasten durch Flachbetondecken erläutert. Ferner wird der Einfluss des Stützen-Decken-Anschlusses auf die Durchstanztragfähigkeit der Decke erläutert. Eine Flachdecke versagt beim Durchstanzen nach Hegger et al. (2010) durch den Bruch der horizontalen Druckstrebe an der Deckenunterseite, welche sich außerhalb des Deckenknotens befindet. Die Tragfähigkeit des Deckenknotens und die Durchstanztragfähigkeit können somit getrennt betrachtet werden. Wichtig zu beachten ist hierbei, dass die Dehnung der fließenden Deckenbewehrung nach Shah (2004) und Beutel (2002) keine weitere Zugkraft aufnehmen kann, weshalb die Zugkraft direkt über eine Ringbewehrung aufzunehmen ist.

#### Durchleitung von Stützenlasten durch Flachbetondecken

In der Baupraxis ist es üblich, Stützen in einer höheren Betongüte auszuführen als Geschossdecken. Hierbei werden jedoch die Knoten im Bereich der Decke zwischen zwei Stützen aus Herstellungsgründen üblicherweise mit der Decke und daher in der Betongüte der Decke hergestellt. In der Literatur sind empirisch hergeleitete Lösungsansätze für die Bemessung und Konstruktion solcher Deckenknoten zu finden. Im Rahmen seiner Dissertation beschäftigte sich Blatt (2017) mit der Tragfähigkeit des Deckenknotens zwi-

schen hochfesten Stahlbetonstützen. Eine Vielzahl zuvor entwickelter Lösungsansätze in der Literatur zu finden [u. a. Bianchini et al. (1960), DAfStb Heft 222 (1972), Gamble & Klinar (1991), Shu & Hawkins (1992), Ospina & Alexander (1998), Quirke (2004), Weiske (2004), Tue et al. (2005), Kollegger (2005), Quirke et al. (2006), Rinnhofer et al. (2008) und Cyllok (2011)].

Aus eigens durchgeführten Versuchen und einer numerischen Analyse leitet Blatt (2017) ab, dass im Bereich des Knotens keine Querbewehrung erforderlich ist. Eine Ausnahme stellen Rand- bzw. Eckknoten dar, bei denen keine ausreichenden Deckenüberstände vorhanden sind. Die Behinderung der Querdehnung führt zu einem mehrdimensionalen Spannungszustand (siehe Abschnitt 3.2.4) und zu einer Traglaststeigerung in Längsrichtung. Damit einher geht eine ringförmige Zugspannung, die am besten durch einen Zugring aufgenommen wird. Aus der Belastung auf die Decke resultiert für die Innenstütze ein Biegemoment aus der Decke, das an der Unterseite zu einem aktiven Druck auf den Stützen-Decken-Knoten sorgt und an der Oberseite zu Zugkräften, die i. d. R. zu Rissen führen. Die Last aus der Stütze hingegen führt nach Blatt (2017) zu einer zusätzlichen Dehnung der Biegebewehrung der Decke quer zur Belastungsrichtung und ferner im GZT zu vertikalen Rissen parallel zur Lastrichtung, deren Rissweite durch zusätzliche Längsbewehrung klein gehalten werden sollte. Zusammenfassend sind nach Blatt (2017) die folgenden drei Punkte zur Sicherstellung der Tragfähigkeit einzuhalten:

1. *Begrenzung der vertikalen Stauchung des Stützen-Decken-Knotens*
2. *Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung in den angrenzenden Stützen*
3. *Ermittlung der Festigkeitssteigerung des Stützen-Decken-Knotens durch angrenzende Bauteile*

### Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken

Unter konzentrierten Lasten bei plattenartigen Bauteilen kann gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (2013), Abs. 6.4.1 (2)P Durchstanzen eintreten. Beim Durchstanzen handelt es sich um ein Querkraftversagen entlang eines Rundschnittes um die Lasteinleitung. Der Versagensmechanismus lässt sich wie folgt am Beispiel einer Flachdecke beschreiben:

An der Oberseite treten Biegerisse auf, die sich abhängig von der Stützengeometrie annähernd kreisförmig ausbilden. Aus den Biegerissen entstehen in radialer Richtung zur Stütze geneigte Schubrisse. Dadurch teilt sich der Kreisring in einzelne Sektoren auf. Die vorhandene Biegezugbewehrung an der Plattenoberseite beeinflusst die Breite der Schubrisse und die Einschnürung der Betondruckzone. Ein schlagartiges Versagen tritt ein, wenn die geneigten Druckstreben der einzelnen Sektoren auf Querkraft versagen. Die Stütze und ein kegelstumpfförmiger Ausbruchkörper durchbrechen die Deckenplatte. Die Einflussfaktoren auf die Durchstanztragfähigkeit sind:

- Plattendicke
- Biegebewehrung
- Betondruckfestigkeit
- Stützenquerschnitt

Generell ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querkraft  $v_{Ed}$  des maßgebenden Durchstanzbereichs den Widerstand  $v_{Rd,c}$  nicht übersteigt. Der Nachweis, ob Durchstanzbewehrung erforderlich ist, wird gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (2013) im kritischen Rundschnitt  $u_{crit}$  im Abstand von  $2d$  vom Stützenrand geführt. Der Stützen-Decken-Anschluss mit einem LC-Element zur thermischen Trennung hat keinen Einfluss auf den Widerstand gegen Durchstanzen der Stahlbetondecke  $v_{Rd,c}$ . Die einzige Auswirkung ist eine Verringerung des kritischen Rundschnittes  $u_i$  und eine Erhöhung der Einwirkung nach Gl. 2–34, falls die Außenabmessungen des LC-Elementes kleiner ausfallen als die Außenabmessungen der Stütze. Die Einwirkung  $v_{Ed}$  wird wie folgt bestimmt:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad \text{Gl. 2–34}$$

Dabei ist

$\beta$	ein Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt bei Rand- und Eckstützen sowie bei Innenstützen in unregelmäßigen Systemen
$V_{Ed}$	Bemessungswert der gesamten aufzunehmenden Querkraft
$u_i$	Umfang des betrachteten Rundschnittes
$d$	mittlere Nutzhöhe der Platte, berechnet aus $(d_x + d_y)/2$
$d_x, d_y$	statische Nutzhöhe der Platte in x- bzw. y-Richtung in der Querschnittsfläche des betrachteten Rundschnittes

Bei Überschreiten des Widerstandes  $v_{Rd,c}$  ist Durchstanzbewehrung anzuordnen. In diesem Fall ist zu überprüfen, ob die maximale Druckfestigkeit des Betons überschritten wird. Die Festigkeit der Druckstrebe  $v_{Rd,max}$  ist für Flachdecken nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013), Abs. 6.4.5 (3) definiert als der 1,4-fache Widerstand  $v_{Rd,c}$ . Flachdecken sind in Bezug auf das Durchstanzen häufig sehr hoch ausgenutzt. Der Nachweis der Druckstrebe  $v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c}$  bestimmt die Obergrenze des Durchstanzwiderstandes. Die Auswirkung der Reduktion der Außenabmessungen einer quadratischen Stütze mit einer Anfangsseitenlänge von 250 mm unter Beibehaltung aller weiteren Randbedingungen ist in Abb. 2-25 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass eine geringe Reduktion der Seitenlänge z. B. um 50 mm auf Seitenlänge von 200 mm zu einer Erhöhung der Einwirkung  $v_{Ed}$  von ca. 7 % führt. Eine Halbierung der Seitenlänge auf 125 mm führt zu einer Erhöhung der Einwirkung um knapp 20 %. Zusammenfassend reagiert der Nachweis der Durchstanztragfähigkeit nicht sehr sensitiv auf Änderungen des Umfangs  $u_0$ , daher sind kleine Reduzierungen des Umfangs des Stützenanschlusses in der Regel kein Problem. Das Anschluss-

selement wirkt sich lediglich über die Außenabmessungen des Stützenanschlusses auf den Nachweis gegen Durchstanzen aus.

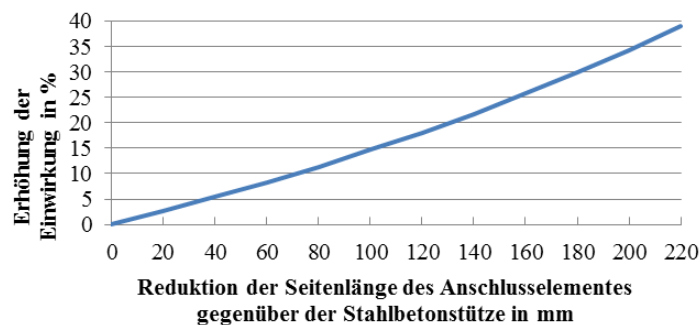
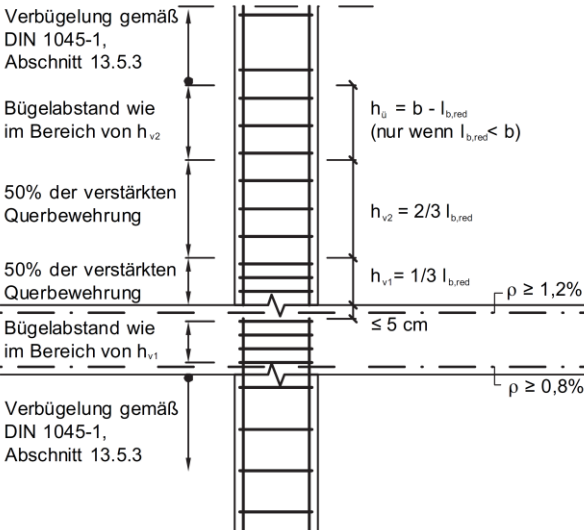


Abb. 2-25: Erhöhung der Einwirkung bei Reduktion der Abmessungen der Stütze

### 2.5.6 Auswirkungen auf die an den Stützen-Decken-Anschluss angrenzende Stütze im darüber liegenden Geschoss

In diesem Abschnitt wird die an den Stützen-Decken-Anschluss angrenzende Stütze im darüber liegenden Geschoss behandelt, um zu prüfen, ob und wenn ja, welche statischen Maßnahmen bei einer Verwendung des Stützen-Decken-Anschlusses zu ergreifen sind. Aufbauend auf den Erkenntnissen des Stumpfstoßes im Fertigteilbau entwickelten Minnert & Günther (2007) einen Bemessungsvorschlag für den „Stumpfstoß“ von Ortbetonstützen, aus welchem sich die Auswirkungen auf die Stütze oberhalb des Stützen-Decken-Anschlusses ableiten lassen. Durch die endende Bewehrung entsteht ein komplexer Spannungszustand in dem Bereich der Decke. Versuche von Weiske (2004) zeigen, dass der Deckenbeton zwischen Stützen eine Spannung bis zu dem 3,5-fachen der einaxialen Druckfestigkeit der Decke abtragen kann.

Minnert & Günther (2007) führten Versuche durch, bei denen bei endender Längsbewehrung nur 90 % der Bruchlast der Stahlbetonstützen erreicht wird. Zugleich wurde eine erhöhte Querdehnung der Bügelbewehrung im Endbereich der Längsbewehrung festgestellt. Die Ergebnisse der Modellierung mithilfe der nichtlinearen FEM-Software Atena3D stimmen nach Minnert & Günther (2007) sehr gut mit deren Versuchsergebnissen überein. Auch hier konnte gezeigt werden, dass durch die angrenzende Deckenplatte eine Steigerung der Festigkeit auf das Dreifache der einaxialen Druckfestigkeit des Betons erreicht werden konnte. Für die Tragfähigkeit der Konstruktion ist es essentiell, dass die Bügelbewehrung der Stütze in der Decke fortgeführt wird, um Traglastabminderungen gering zu halten (siehe Abb. 2-26).



*Abb. 2-26: Bauliche Durchbildung des Stoßbereiches [Minnert & Günther (2007)]*

In Abb. 2-26 ist die Fuge oberhalb der Decke und nicht, wie bei dem Stützenanschluss, unterhalb der Decke angeordnet. Entsprechend den Bemessungsvorschlägen für Fertigteile ist auch bei der Ortbetonstütze eine zusätzliche Querbewehrung nach DAfStb Heft 499 (2000) vorzusehen (siehe Abb. 2-26). Als Ergebnis der numerischen und experimentellen Untersuchungen gaben Minnert & Günther (2007) an, dass mit dieser zusätzlichen Querbewehrung bis zu einem Längsbewehrungsgrad von 9 % etwa 90 % der Tragfähigkeit einer Stahlbetonstütze mit durchgehender Längsbewehrung erreicht werden können. Dazu ist es erforderlich, die von Minnert & Günther (2007) vorgeschlagene bauliche Durchbildung nach Abb. 2-26 einzuhalten. Die Längs- und Querbewehrung der unteren Stütze ist nahezu bis zur Oberkante der Decke durchzuführen. Dabei muss der Abstand der Längsbewehrung der oberen und der unteren Stütze kleiner als 5 cm sein. Weiterhin ist direkt an deren Ende jeweils ein Bügel anzuordnen. Ein Versatz der Längsstäbe aus der Flucht führt zu keiner signifikanten Abminderung der Traglast. Dennoch sollte die Längsbewehrung möglichst in der Flucht der weiterführenden Längsstäbe angeordnet werden.

### 2.5.7 Schlussfolgerungen

In diesem Abschnitt wurde der Stand der Technik zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschluss dargestellt. Es wurde gezeigt, dass die volle Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze vorhanden ist, da die Stützen nicht stabilitätsgefährdet sind.

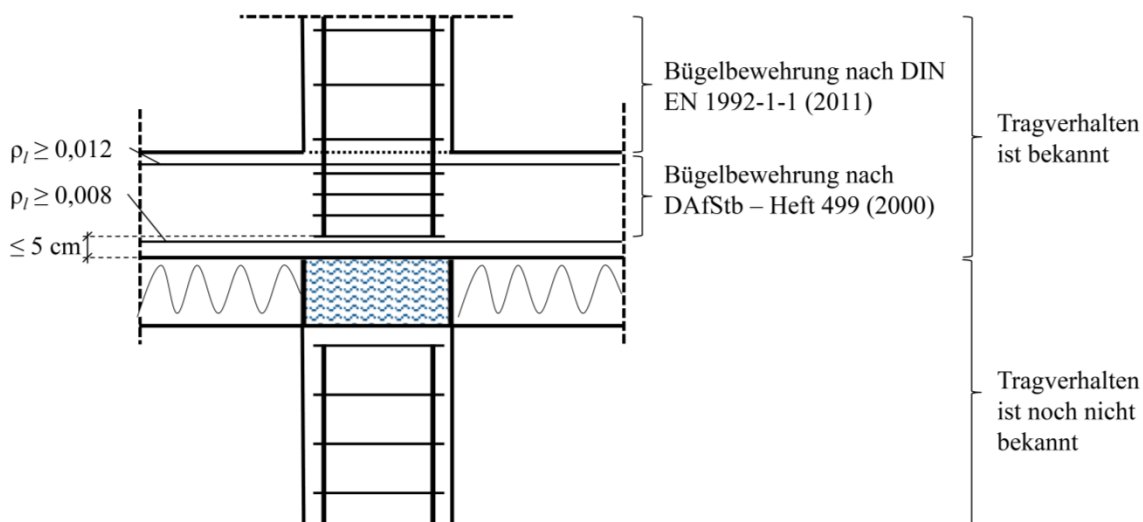
Der Stützenanschluss stellt eine Fuge mit einer großen Dicke dar, weshalb die Tragfähigkeit für dünne, hartgebettete Fugen erläutert wird. In Abhängigkeit der Ausbildung der Fugenbewehrung und Fugendicke können zwischen 80 % und 100 % der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze erreicht werden. Zugleich ist die maximal zulässige Fugendicke zur Anwendung der zuvor beschriebenen Bemessungsgleichungen für die Tragfähigkeit dünner Fugen auf 40 mm begrenzt. In diesem Zuge ist der maximale Stabab-

stand der unterbrochenen Längsbewehrung von 100 mm einzuhalten. Wichtig ist die Vermeidung von Fehlstellen in der Mörtelfuge, da sich hierdurch große Traglastminderungen einstellen. Zur Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung zur Aufnahme der Querkzugspannungen erfolgt nach DAfStb Heft 499 (2000) eine Aufteilung in die vier Traganteile:

- Querkzugspannungen infolge unterschiedlicher Querdehnung
- Querkzugspannungen aus dem Spitzendruck der Längsbewehrung
- Querkzugspannungen aus der Endverankerung der Längsbewehrung über Verbund
- Querkzugspannungen aus der Umschnürung des Kernbetons

Planmäßig sind mit dem Stützenanschluss keine Horizontallasten zu übertragen. Für den Lastfall Anprall konnte gezeigt werden, dass die entstehenden Horizontallasten mehrheitlich über den Stützenfuß abgetragen werden und daher die H-Last auf den Stützenkopf gering ist. Die übertragbare Schubtragfähigkeit liegt deutlich über der ermittelten Einwirkung, sodass eine weitergehende Untersuchung der horizontalen Tragfähigkeit nicht erforderlich ist.

Unter Einhaltung der konstruktiven Randbedingungen, die in Abb. 2-27 dargestellt sind, ist keine gesonderte Untersuchung im Hinblick auf die Tragfähigkeit der Decke und der Stütze im Geschoss oberhalb erforderlich. Dabei ist im Stützbereich ein Bewehrungsgrad der Decke an der Oberseite  $\rho_l \geq 1,2 \%$  und an der Unterseite  $\rho_l \geq 0,8 \%$  einzuhalten und die Längsbewehrung weniger als 5 cm an die Deckenunterkante heranzuführen.



*Abb. 2-27: Bauliche Durchbildung des Stoßbereichs*

Bei dem Stützen-Decken-Anschluss handelt es sich um ein 100 mm dickes Anschlusselement. Zur Ausbildung der thermischen Trennung muss die Längsbewehrung unterhalb des Anschlusselementes enden. Zusammenfassend können die Tragwiderstände in Längsrichtung der Stütze für dünne Fugen nicht für den Stützen-Decken-Anschluss übernommen werden, da die maximal zulässige Fugendicke von 40 mm überschritten und der



maximale Stababstand der unterbrochenen Längsbewehrung von 100 mm ebenfalls überschritten ist. Insofern ist das Tragverhalten in Längsrichtung für den Stützen-Decken-Anschluss neu zu untersuchen. Im Hinblick auf die Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung können die Ansätze nach DAfStb Heft 499 (2000) und der Erweiterung durch Saleh (2002) weiterhin verwendet werden, da deren Grundlagen auch bei größeren Fugendicken das Tragverhalten richtig abbilden. Für eine angrenzende Deckenplatte kann im Bereich dieser Fuge nach Somerville (1972) aufgrund der Querdehnungsbehinderung auf eine Bewehrung verzichtet werden, sodass für den Stützen-Decken-Anschluss ausschließlich die Stahlbetonstütze unterhalb des Anschlusselementes mit Querbewehrung zu verstärken ist.

## **2.6 Baustoffauswahl und Variantenfindung**

### **2.6.1 Materialienzusammenstellung**

Zur Ermittlung des am besten geeigneten Materials zur Ausbildung des Stützen-Decken-Anschlusses wurde eine Übersicht über eine Vielzahl von Materialien mit ihren Eigenschaften (Druckfestigkeit, Brandverhalten und Wärmeleitfähigkeit) erstellt (vgl. Tabelle 2–6). Im Anschluss wird diese Übersicht um diejenigen Materialien bereinigt, die für den Stützenanschluss nicht in Frage kommen. In Tabelle 2–6 ist die Wärmeleitfähigkeit der Materialien, falls nicht anders gekennzeichnet, aus DIN 4108-4 (2013) und DIN EN ISO 10456 (2010) entnommen. Für die Festigkeiten der Materialien sind i. d. R. Bandbreiten genannt.

Tabelle 2–6: Gesamtübersicht der untersuchten Materialien

Material	Druckfestigkeit in MN/m <sup>2</sup>	Brand- verhalten	Wärmeleitfähig- keit in W/(m·K)
Aluminium-Legierungen	35-465 <sup>2</sup>	A	160
Beton	20-108	A	1,15-2,00
Bronze	200-360	A	240-380
Edelstahl <sup>3</sup>	400-950	A	15-25
Glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK)	480-600	B1	0,7
Granit	160-240 <sup>4</sup>	A	2,8
Kalkstein <sup>5</sup>	20-180	A	0,85-2,30
Keramik <sup>6</sup>	500-10000	A	1,30
Kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe (CFK)	120-800	B1	17,0
Konstruktionsholz	17-32	B1-B2	0,13-0,18
Kupfer	200-360	A	240-380
Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge	17-88	A	0,39-1,613
Massive Kunststoffe (inkl. Elastomerlager)	5-125	B2	0,16-0,5
Mauerwerk aus Kalksand- oder Porenbetonsteinen	12-28	A	0,11-1,3
Mauerwerk aus Klinkern und Ziegeln	2-60	A	0,19-1,4
Mineralwolle	0,04	A	0,03-0,06
Natronglas <sup>7</sup>	390-2500	A	1,0
Polystyrolschaum	0,01-0,25	B2	0,03-0,06
Polyurethanschaum	0,15	B2	0,02-0,05
Quarzglas <sup>7</sup>	390-2500	A	1,4
Stahl	400-1100	A	50
Stahlbeton	20-108	A	>2,3 <sup>8</sup>
UHPC (ohne Fasern)	100-300	A	1,0-3,0

### 2.6.2 Ausschluss nicht geeigneter Materialien

In Abb. 2-28 werden die möglichen Materialien übersichtlich dargestellt. Dort ist auf der y-Achse der Quotient aus der Druckfestigkeit der Materialien und der maximalen Druckfestigkeit von Normalbetonen, angenommen zu 50 N/mm<sup>2</sup>, in logarithmischer Skalierung eingetragen. Zur besseren Vergleichbarkeit der Materialien wird der Quotient aus der Wärmeleitfähigkeit und der Druckfestigkeit gebildet und in Abb. 2-28 auf der x-Achse in logarithmischer Skalierung aufgetragen. Der Quotient spiegelt den Wärmeverlust wieder, der über die Fläche entsteht, die zur Übertragung einer Kraft von 1 MN erforderlich ist.

<sup>2</sup> Informationsbroschüre - NE-Metalle (2008)

<sup>3</sup> Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015)

<sup>4</sup> Schubert (1999)

<sup>5</sup> <http://www.geodienst.de/kalkstein.htm>

<sup>6</sup> [http://www.keramverband.de/keramik/deutsch/fachinfo/eigenschaften/eigenschaften\\_thermisch.htm](http://www.keramverband.de/keramik/deutsch/fachinfo/eigenschaften/eigenschaften_thermisch.htm)

<sup>7</sup> Kott (2007)

<sup>8</sup> Abhängig von dem Bewehrungsgehalt

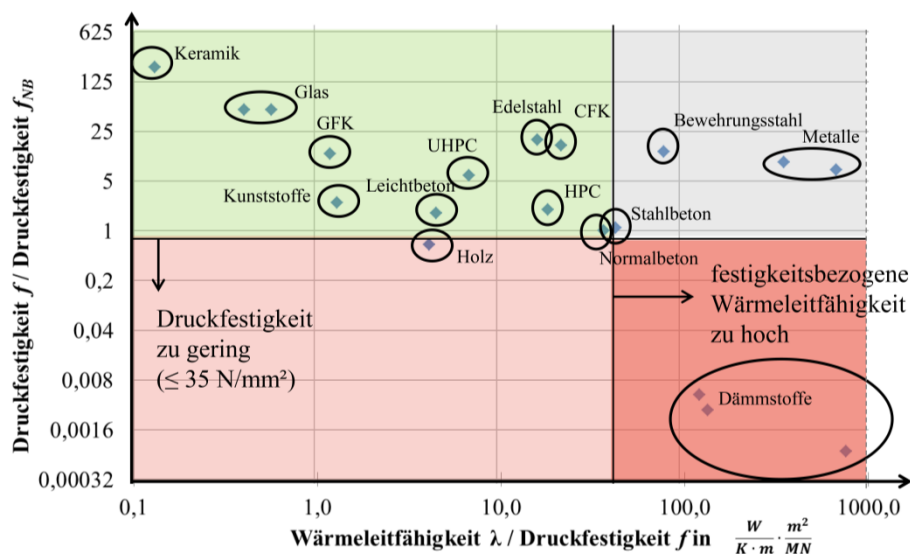


Abb. 2-28: Materialvergleich Schaubild

Grundsätzlich können nach Zeier (2017a) alle Werkstoffe ausgeschlossen werden, deren Druckfestigkeit geringer ist als diejenige von Beton, dessen Untergrenze für Stützen hierbei auf  $35 \text{ N/mm}^2$  definiert wurde. Ein über die Außenkanten der Stütze hinausragender Stützenanschluss wird ebenfalls ausgeschlossen. Hierdurch entfallen die Dämmstoffe (Mineralwolle, Polystyrolschaum und Polyurethanschaum) und Konstruktionsholz. Die Metalle Aluminium, Bronze und Kupfer besitzen eine höhere Wärmeleitfähigkeit bei geringerer Festigkeit als Stahl bzw. Edelstahl und werden daher nicht mehr weiter betrachtet. Bei Stahl ist der Quotient aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit größer als derjenige von Stahlbeton und daher zur thermischen Trennung nicht empfehlenswert. Aufgrund der bauphysikalischen Anforderungen (nach Abschnitt 2.3.2 bis 2.3.4) und wegen zu geringer Druckfestigkeiten vor allem bei größeren Dicken können auch die massiven Kunststoffe nicht verwendet werden. Grundsätzlich kommen daher die in Abb. 2-28 im grün markierten Quadranten liegenden Materialien in Betracht. Den niedrigsten und damit besten Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit besitzen Glas, Glasfaserverstärkte Kunststoffe und Keramik. Bei Glas und Keramik erklärt sich der niedrige Quotient aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit durch die sehr hohe Druckfestigkeit. Jedoch sind die hohen Druckfestigkeiten selten praktisch erreichbar, zumal es für reine Druckbelastungen von Glas noch keine ausreichend wissenschaftlich abgesicherten Daten gibt [vgl. Wörner et al. (2001)]. Zusätzlich ist nach Wörner et al. (2001) der direkte Kontakt zu harten Oberflächen zu vermeiden. Für Keramik-Werkstoffe fehlen ebenfalls ausreichend abgesicherte Erkenntnisse. Dies gilt vor allem für Schichtdicken im Bereich von 100 mm. Zugleich stellt die Lastüberleitung aus dem hochfesten Material in den Stahlbeton ein nicht lösbares Problem dar. Die mittleren Druckfestigkeiten liegen mindestens um einen Faktor von etwa 25 über der Druckfestigkeit von hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C100/115 und um einen Faktor ungefähr 50 über derjenigen eines praxisüblichen

Betons der Festigkeitsklasse C30/37. Die DIN EN 1992-1-1 (2011) gestattet für Teilflächenpressung unter optimalen Randbedingungen eine maximale Erhöhung um den Faktor 3. Somit kann bei Keramik, Glas und z.T. auch bei Edelstahl, Kohle- und Glasfaserverstärkten Kunststoffen die Druckfestigkeit nicht voll ausgenutzt werden. Allerdings lohnen sich die erheblichen Mehrkosten von Glas, Kohle- und Glasfaserverstärkten Kunststoffen sowie Keramik gegenüber Beton nur bei Ausnutzung der hohen Druckfestigkeiten dieser hochfesten Materialien, um die Menge an erforderlichlichem Material so klein wie möglich zu halten.

Schlussfolgernd bietet sich der Lastübertrag der Druckkräfte mit Hilfe der Materialien Leichtbeton, hochfestem Beton (HPC) oder UHPC an. Diese Materialien besitzen einen niedrigen Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit, die Druckfestigkeit kann ausgenutzt werden und geometrische Formen sind bei vergleichsweise geringen Kosten einfach herzustellen.

### 2.6.3 Variantenuntersuchung für den Stützen-Decken-Anschluss

Die Ausbildung des thermisch entkoppelten Druckanschlusses kann durch die beiden nachfolgend vorgestellten Varianten erfolgen. Aufgrund eines Zielwertes des Wärmedurchgangskoeffizienten  $\lambda < 0,6$  ist es für alle Varianten erforderlich, dass die Stahllängsbewehrung endet und nicht durch den Stützenanschluss durchgeführt wird.

Variante 1: Variante 1 beinhaltet Stützenanschlüsse, bei denen der Werkstoff Beton durch ein anderes Material mit einer geringeren Wärmeleitfähigkeit ersetzt wird, welches jedoch mindestens die Druckfestigkeit von Beton erreicht. Hierbei werden die Druckkräfte vollflächig übertragen. Nach Ausschluss nicht geeigneter Materialien nach Abschnitt 2.6.2 ist das einzige für diese Art des Stützenanschlusses geeignete Material (hochfester) Leichtbeton.

Variante 2: Der Stützenanschluss in Variante 2 wird derart ausgebildet, dass die Druckkräfte mittels hochfester Werkstoffe über konzentrierte Querschnittsflächen übertragen werden. Der gegenüber einer vergleichbaren Stütze aus Stahlbeton verbleibende Restquerschnitt wird durch wärmedämmendes Material aufgefüllt. Für dieses inhomogene Bauteil, kann die kombinierte Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  bestimmt werden. So werden niedrigere Wärmeleitfähigkeiten im Vergleich zu einer monolithischen Ausbildung des Stützenanschlusses erreicht, auch wenn das kraftübertragende Material eine höhere Wärmeleitfähigkeit aufweist als Beton. Das für diese Variante beste Material ist UHPC.

Die beiden Varianten und die konventionelle Lösung (vgl. Abschnitt 2.2) sind in Abb. 2-29 dargestellt. Zugleich ist dort die Eignung der beiden Varianten im Hinblick auf den Wärmedurchgang, die Verformung, die Lasteinleitung in die Stütze und die erforderliche Druckfestigkeit aufgeführt.

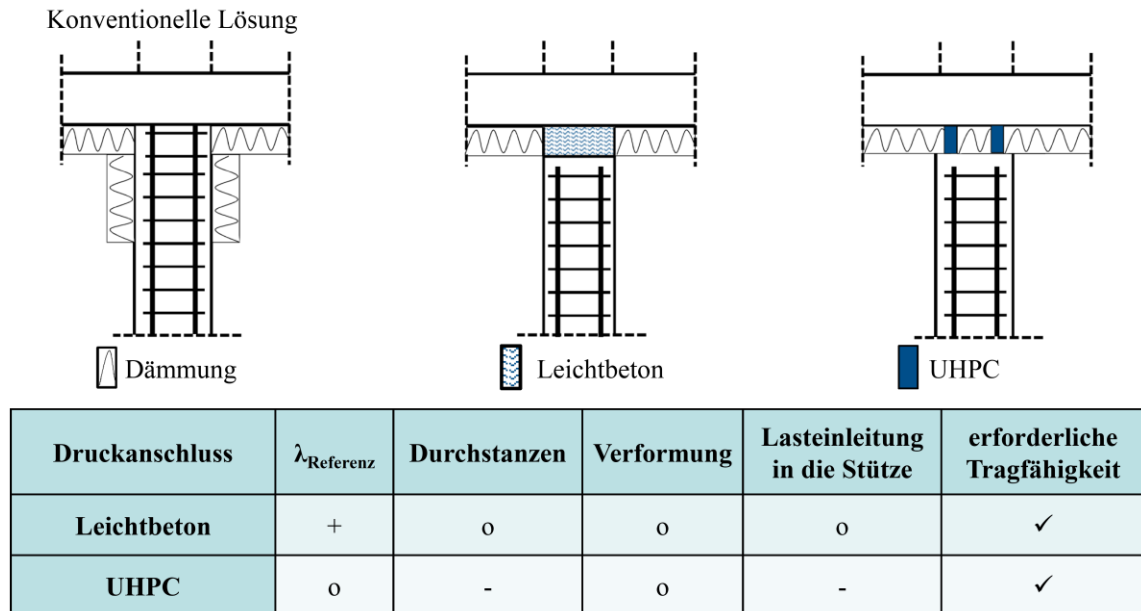


Abb. 2-29: Übersicht über die möglichen Varianten des Stützen-Decken-Anschlusses

Variante 1 (Leichtbeton) erreicht eine niedrigere Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  als die konventionelle Lösung, während das Durchstanzen, die Verformung und die Lasteinleitung aufgrund gleicher Außenabmessungen nicht beeinträchtigt werden.

Bei Variante 2 (UHPC) zeigen sich insbesondere im Hinblick auf das Durchstanzen der Stütze durch die Decke und die Lastüberleitung der hohen Druckspannungen des Elementes auf den angrenzenden Stützenbeton negative Auswirkungen. Auch im Hinblick auf eine mögliche exzentrische Belastung aufgrund unterschiedlicher Deckenspannweiten ist die vollflächige Lastübertragung zu empfehlen.

Bei der Bewertung der Varianten zeigt sich, dass Variante 1 zu bevorzugen ist, da sie alle Anforderungen erfüllt und die Wärmeverluste an der Wärmebrücke am stärksten reduzieren kann. Im Verlauf dieser Arbeit wird fortan ausschließlich Variante 1 weiter verfolgt.

## 2.7 Mögliche Einbausituationen für den Stützen-Decken-Anschluss

Hinsichtlich einer möglichen Anwendung des Anschlusselementes auf der Baustelle können drei Einbau-Varianten zur Herstellung des Stützenanschlusses identifiziert werden. Diese werden nachfolgend erläutert und mit ihren wesentlichen Vor- und Nachteilen in Tabelle 2-7 dargestellt.

### Einbau-Variante 1:

Einbau-Variante 1 beinhaltet die Herstellung des Anschlusselementes aus Leichtbeton im Fertigteilwerk. Hierdurch wird eine hohe Qualität des Anschlusselementes sichergestellt. Dieses ist auf der Baustelle in Soll-Lage zu fixieren und die Fuge zwischen der erhärteten Ortbetonstütze und dem LC-Element mittels eines Vergussmörtels zu schließen. Durch einen quellfähigen Vergussmörtel entsteht bei korrekter Anwendung stets eine gute Kontaktzone. Jedoch bildet dieser Verguss einen zusätzlichen Arbeitsschritt, der ggf. zu einer Bauzeitverlängerung führt. Zusätzlich muss in dem LC-Element eine Vergussöffnung vorgehalten werden.

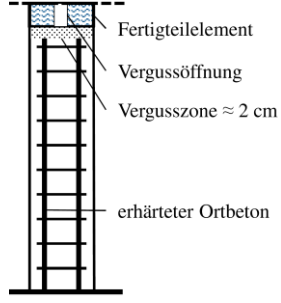
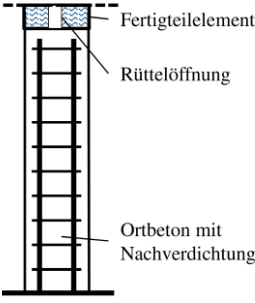
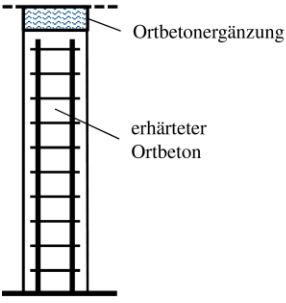
### Einbau-Variante 2:

Einbau-Variante 2 beinhaltet die Herstellung des Anschlusselementes aus Leichtbeton im Fertigteilwerk. Dieses Fertigteil wird auf der Baustelle direkt oder nach kurzer Ansteifung auf den Frischbeton aufgesetzt und ausgerichtet. Hierdurch entsteht nur eine minimale Verzögerung im Hinblick auf die Bauzeit, es ist jedoch eine zeitliche Abstimmung mit der Stützenbetonage vor allem im Hinblick auf die Nachverdichtung erforderlich. Dafür ist in dem Anschlusselement eine Rüttelöffnung vorzusehen. Zugleich ist die Positionierung insbesondere bezüglich der Höhenlage auf dem Ortbeton zu prüfen. Der kritische Aspekt dieser Einbau-Variante ist die Ausbildung der Kontaktzone.

### Einbau-Variante 3:

In Einbau-Variante 3 wird das Element als Ortbetonelement erstellt. Dieses wird direkt auf den erhärteten Ortbeton aufbetoniert. Hierdurch wird eine gute Kontaktzone erreicht und ferner sind weder Rüttel- noch Vergussöffnungen notwendig. Die Betonage des Anschlusselementes aus Leichtbeton ist jedoch ein zusätzlicher Arbeitsschritt, dessen Ausführungsqualität schwerer zu kontrollieren ist als die Fertigteilproduktion in einer Produktionshalle. Vor allem die Verdichtung des Leichtbetons ist für die Tragfähigkeit von besonderer Bedeutung.

*Tabelle 2–7: Vergleich möglicher Einbausituationen des Anschlusselementes auf der Baustelle*

	Einbau-Variante 1	Einbau-Variante 2	Einbau-Variante 3
			
Vorteile	+ hohe Qualität des Fertigteils	+ hohe Qualität des Fertigteils	+ gute Kontaktzone
	+ gute Kontaktzone	+ kurze Bauzeit	+ vollflächiges Element
Nachteile	- der Verguss stellt einen zusätzlichen Arbeitsschritt dar	- zeitliche Abstimmung mit Stützenbetonage (Nachverdichtung)	- Qualitätssicherung
	→ ggf. Bauzeitverlängerung	- Positionierung auf Ortbeton (Kontaktzone ist noch zu prüfen)	- zusätzlicher Arbeitsschritt

Einbau-Variante 3 kann insbesondere aufgrund der Qualitätssicherung als nicht praxistauglich bewertet werden, da die erreichbare Druckfestigkeit des LC-Elementes bei ungenügender Verdichtung des Leichtbetons deutlich geringer ist.

Da bei Einbau-Variante 2 das LC-Element als Fertigteil auf den Frischbeton aufgesetzt wird, ist die Kontaktzone vor dem Hintergrund aufsteigender Luftblasen und Blutungswasser zu untersuchen. Hierzu wurden Prüfkörper mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Gesamthöhe von 300 mm, aufgeteilt in 200 mm Ortbeton und einem 100 mm dicken Fertigteil (vgl. Abb. 2-30), hergestellt. Die Versuche gliedern sich in zwei Versuchsserien K<sub>1</sub> und K<sub>2</sub>.



*Abb. 2-30: Prüfkörper im fertigen Zustand (links) und während des Herstellungsprozesses (rechts)*

Im Zuge einer ersten Versuchsserie (K<sub>1</sub>) wurden Fertigteilelemente mit definierter zeitlicher Verzögerung auf den Frischbeton bei 41 Prüfkörpern aufgesetzt. Dabei zeigt sich durch eine fotooptische Auswertung ein Anteil der Fehlstellen im Bereich von etwa 0 % bis zu 7 % der Gesamtfläche. Hierbei ist insbesondere zu beachten, dass die Ergebnisse im Besonderen nur für die verwendeten eher blutungsarmen Betone gelten und insbesondere bei Betonen mit stärkerer Blutungsneigung nennenswert größere Fehlstellen zu er-

warten sind. Ferner hatte der Zeitpunkt des Aufsetzens des LC-Elementes innerhalb der ersten 60 Minuten nach dem Betonieren keinen Einfluss auf den Anteil der Fehlstellen an der Gesamtfläche. Auch dieser Aspekt ist für blutungsstarke Betone zu überprüfen.

In einem weiteren Versuchsprogramm ( $K_2$ ) wurden die Lage und Größe von Fehlstellen in der Kontaktzone untersucht. Zur Sicherstellung einer guten Kontaktzone wurde der Frischbeton auf das unten in der Schalung liegende Fertigteil eingebracht. Die definierten Fehlstellen in der Kontaktzone wurden dabei mithilfe von aufgeklebtem Styrodur erzeugt. Bei der Lage der Fehlstellen wird zwischen gleichmäßig verteilten, nur innen bzw. außen liegenden und konzentriert an einer Außenseite liegenden Fehlstellen unterschieden (siehe Abb. 2-31).

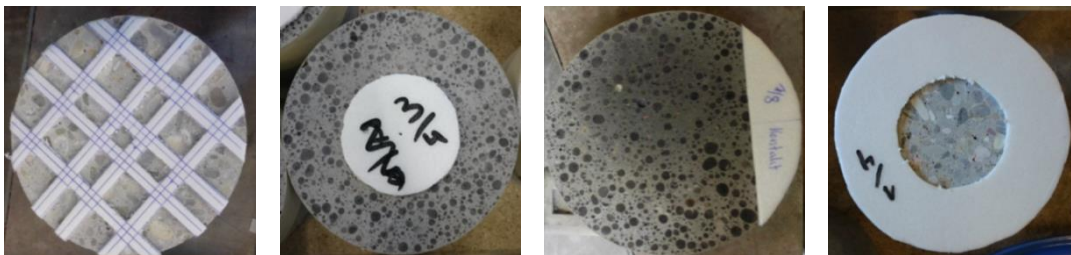


Abb. 2-31: Übersicht über die verwendeten Arten von Fehlstellen (von links nach rechts: Gleichmäßig, Innen, Kreisabschnitt, Außen)

Der Flächenanteil der Fehlstellen an der gesamten Kontaktfläche wurde in Schritten von 0 über 0,125; 0,25; 0,5 bis 0,75 variiert. Alle 34 Prüfzylinder wurden einer Druckprüfung unterzogen. Dabei zeigte sich, dass die Auswirkungen von Fehlstellen insbesondere von deren Lage abhängen und erst danach von deren Größe. Die Tragfähigkeit nimmt mit zunehmender Größe der Fehlstellen an der Gesamtfläche ab. Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Kraftübertragung sehr stark von Störungen der Kontaktzone abhängig ist. Bei am äußeren Rand liegenden oder gleichmäßig verteilten Fehlstellen (vgl. Abb. 2-31) sind hohe Kraftübertragungen trotz eines großen Anteils an Fehlstellen bezogen auf die Gesamtfläche möglich. Befinden sich die Fehlstellen jedoch in der Mitte oder konzentriert an einer Stelle am Rand (vgl. Abb. 2-31), wirkt sich dies aufgrund des ungünstigen Kraftflusses stark lastmindernd aus. Da es im Zuge des Herstellungsprozesses nur schwer möglich ist, die Lage und Größe der Fehlstellen, die z. B. durch das Bluten des Betons oder aufsteigende Luftporen entstehen, vorherzusagen, sind entsprechend große Abminderungen der Traglast für die Bemessung unter Berücksichtigung des ungünstigsten Falles vorzusehen.

Zusammenfassend ist Einbau-Variante 1 zu bevorzugen, da eine hohe Qualität des Fertigteils und eine gesicherte Kontaktzone vorliegen. Für die Einbau-Varianten 2 und 3 müssen zusätzliche Abminderungen der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses in Kauf genommen werden, um die Ausführungsqualität bzw. die verminderte Kontaktzone zu berücksichtigen.



## 2.8 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

In diesem Abschnitt wird die Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses beschrieben. Hierzu wurde in Abschnitt 2.2 die Ausgangslage definiert. Aus den bauphysikalischen Anforderungen folgen Vorgaben zur Einhaltung des Brand- und Feuchteschutzes. Dabei muss der Stützen-Decken-Anschluss zur Einhaltung der Vorgaben der Landesbauordnungen hinsichtlich des Brandschutzes aus nichtbrennbaren Materialien bestehen. Weiterhin ist nach DIN 4108-3 (2014) im Bereich des Stützen-Decken-Anschlusses eine raumseitige Innentemperatur von  $12,6\text{ }^{\circ}\text{C}$  zur Einhaltung des Feuchteschutzes erforderlich (vgl. Abschnitt 2.3), was bei einer Dämmung der Decke nach EnEV (2016) ohne weitere Maßnahmen eingehalten ist. Der zulässige Wärmeverlust des Stützen-Decken-Anschlusses wird anhand der in der Praxis ausgeführten konventionellen Lösung mithilfe einer thermischen Modellierung ermittelt (vgl. Abschnitt 2.4), da eine Gleichwertigkeit angestrebt wird. Dazu erforderlich ist die Einhaltung einer Wärmeleitfähigkeit  $\lambda \approx 0,53\text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  für das Anschlusselement. Anhand des Wärmeverlustes erfolgt die Definition der Grenze für eine wirtschaftliche Anwendung des Stützen-Decken-Anschlusses.

Zur Anwendung des Stützen-Decken-Anschlusses wurde der Stand der Technik zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Knotens zusammengestellt (vgl. Abschnitt 2.5). Dabei zeigt sich, dass am Stützenkopf die volle Querschnittstragfähigkeit erforderlich ist. Aufgrund der Dicke des Anschlusselementes von 100 mm können die Gleichungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Längsrichtung hartgebetteter dünner Fugen zwischen Fertigteilen nicht übernommen werden. Die Gleichungen zur Bestimmung der zugehörigen Querkzugspannungen können jedoch angewendet werden, da deren Randbedingungen eingehalten sind. In Abschnitt 2.5.4 wird gezeigt, dass außerplanmäßige Horizontallasten aus dem Lastfall Anprall über die Schubtragfähigkeit der Fuge abgetragen werden können, wodurch keine weitergehende Untersuchung der horizontalen Tragfähigkeit erforderlich ist. Durch die Anordnung des Anschlusselementes unterhalb der Decke ist keine Änderung in der Nachweisführung bei der Durchleitung von Stützenlasten durch Flachdecken notwendig. Auch für die Stütze im Geschoss über dem Anschlusselement sind keine weitergehenden Untersuchungen zur Tragfähigkeit erforderlich, solange deren Längsbewehrung bis möglichst dicht an die Unterkante der Decke herangeführt und mit Bügeln umschlossen wird. Dabei ergibt sich der Bügelabstand aus der Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung nach DAfStb Heft 499 (2000), die über die Verankerungslänge der Längsbewehrung zu verteilen ist. Somit ist gemäß Abschnitt 2.5.7 nur für den Bereich unterhalb der Decke (vgl. Abb. 2-27) das Tragverhalten in Längsrichtung der Stütze zu untersuchen.

Die unter Beachtung des Spannungsfeldes der bauteilintegrierten thermischen Trennung nach Abb. 2-2 am besten geeigneten Materialien für den Stützen-Decken-Anschluss sind Leichtbeton und UHPC. Bei einer Variantenuntersuchung stellte sich heraus, dass der

Stützen-Decken-Anschluss vorzugsweise mit einem vollflächigen Leichtbetonelement auszuführen ist. Da das Anschlusselement aus Leichtbeton stets mindestens den Wärmedurchgangswiderstand der konventionellen Lösung erreicht, sind die wärmetechnischen Anforderungen an den Stützenanschluss erfüllt. Die in Abschnitt 2.4 vorgestellten Untersuchungen zeigen, dass die Mindesttemperaturen zur Sicherstellung des Feuchteschutzes für die untersuchten Geometrien stets eingehalten sind. Der Leichtbeton als tragendes Material des Stützenanschlusses ist ein nichtbrennbares Material, sodass zusammenfassend alle bauphysikalischen Anforderungen erfüllt sind.

Eine geeignete Einbau-Variante für die Umsetzung auf der Baustelle wird in Abschnitt 2.7 erläutert. Dabei wird ein vorgefertigtes Anschlusselement aus Leichtbeton auf der Baustelle in einer definierten Soll-Lage platziert. Im Anschluss ist die Stütze durch eine Rüttelöffnung im Anschlusselement bis 2 cm unterhalb von diesem Element zu betonieren. Nach Erhärtung wird die Fuge unterhalb des Anschlusselementes und die Rüttel- bzw. Verguss-Öffnung im LC-Element mit einem hochfesten Quellschutt vergossen. Nach dessen Aushärtung erfolgt die Betonage der Decke.

Nach Abschnitt 2.5.7 ist das Tragverhalten des vollflächigen Anschlusselementes aus Leichtbeton und der daran anschließenden Stahlbetonstütze noch zu untersuchen. Das hierfür aufgelegte Versuchsprogramm ist in Kapitel 4 dargestellt. Dazu werden die Betonfestigkeit, der Bewehrungsgrad und der Abstand vom Ende der Längsbewehrung zum Anschlusselement der Stahlbetonstütze variiert. Entsprechend der in Abschnitt 2.5.3 erläuterten resultierenden Querspannungen wird die Wirkung von Zusatzbügeln in der Stahlbetonstütze zur Tragfähigkeitssteigerung untersucht. Die in den Versuchsreihen verwendeten Materialien sind im nachfolgenden Kapitel im Hinblick auf die zur Auswertung und Nachmodellierung der Versuche relevanten Eigenschaften erläutert.

### **3 MATERIALEIGENSCHAFTEN DES ANSCHLUSSELEMENTES**

#### **3.1 Einführung**

In diesem Kapitel werden die wissenschaftlichen Grundlagen zu den Eigenschaften der Materialien, die in dem entwickelten Stützen-Decken-Anschluss bzw. den Bauteilversuchen zur Anwendung kommen, zusammengestellt. Aus der in Abschnitt 2.5.5 vorgestellten Baustoffauswahl folgt, dass die Verwendung eines vollflächigen LC-Elementes für den Stützen-Decken-Anschluss am sinnvollsten ist. Da stets Normalbeton unterhalb des LC-Elementes vorhanden ist, enthält Abschnitt 3.2 eine Beschreibung der wesentlichen Eigenschaften des Betons im Hinblick auf dessen Tragverhalten. Daran anknüpfend wird in Abschnitt 3.3 das Tragverhalten von Leichtbeton erläutert. In den Versuchen wurde die Deckenplatte durch einen hochfesten Stützenkopfbereich (UHPC) mit zur Stütze identischen Außenabmessungen idealisiert. Die zu dessen Modellierung notwendigen Eigenschaften werden daher in Abschnitt 3.4 aufgeführt. Zum Abschluss werden die Materialeigenschaften der Bewehrung in Abschnitt 3.5 erläutert, wobei zusätzlich auf die Verbundeigenschaften zwischen Beton und Bewehrung eingegangen wird, die in der Modellierung Anwendung finden.

#### **3.2 Materialeigenschaften von Beton**

##### **3.2.1 Grundlagen und Ausgangsstoffe**

Beton wird aus Zement, Gesteinskörnung (früher Betonzuschlag) und Wasser sowie zur Beeinflussung bestimmter Eigenschaften ggf. mit Betonzusatzmitteln und -stoffen hergestellt. Der Frischbeton wird durch das Gemisch aus Zement und Wasser, dem sogenannten Zementleim, überhaupt erst verarbeitbar. Bei dem durch Hydratation erhärteten Beton sichert der Zementleim die Verbindung der Gesteinskörnungen und damit das Zustandekommen der Festigkeit und der Dichte des Betons. Die stofflichen Zusammenhänge und die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton können der Fachliteratur entnommen werden, z. B. Wesche (1993), Hanke & Siebel (1995), Grübl et al. (2001), Reinhardt (2007), Müller et al. (2012) und Müller & Wiens (2016).

##### Zement

Zement ist ein hydraulisches Bindemittel, das aus fein gemahlenen, nichtmetallischen, anorganischen Stoffen besteht. Durch das Mischen mit Wasser erhärtet der Zementleim durch Hydratation sowohl an der Luft als auch unter Wasser. Nach DIN EN 197-1 (2011) werden fünf Hauptarten unterschieden:

- CEM I: Portlandzement
- CEM II: Portlandkompositzement
- CEM III: Hochofenzement
- CEM IV: Puzzolanzement
- CEM V: Kompositzement

Innerhalb dieser Hauptgruppen wird nach DIN EN 197-1 (2011) anhand der Zusammensetzung und der entsprechenden Hauptbestandteile, wie Portlandzement, Hüttensand, Silikastaub oder Flugasche, unterschieden. Außer den Normzementen werden zusätzlich Zemente mit bestimmten Eigenschaften, wie niedriger Hydratationswärme oder einem hohen Sulfatwiderstand, hergestellt [vgl. Müller & Wiens (2016)]. Zu diesen Zementen zählen auch die an der TU Darmstadt entwickelten Zemente mit niedrigem Klinkergehalt, die zur Herstellung sogenannter „Ökobetone“ verwendet werden können. Näheres hierzu kann in Graubner et al. (2012b), Proske et al. (2013c) und Palm et al. (2016) nachgelesen werden.

Der Zementstein ist von besonderer Bedeutung für die mechanischen Eigenschaften des Betons, da dieser die Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit des Betons maßgebend beeinflusst. Das Porensystem entsteht bei der Reaktion zwischen Zement und Wasser, der Hydratation, und ist von vielen Einflussfaktoren abhängig [vgl. Grübl et al. (2001), Reinhardt (2007)]. Der Einflussfaktor mit der größten Wirkung ist das Gewichtsverhältnis zwischen Wasser und Zement, der sogenannte Wasserzementwert  $w/z$ . Bei einem Wasserzementwert von  $> 0,4$  ist mehr Wasser vorhanden als für die Hydratation benötigt wird und das im Frischbeton vorhandene Wasser kann nicht mehr vollständig gebunden werden, sodass infolge des Überschusswassers Poren entstehen.

#### Gesteinskörnung

Die Gesteinskörnung nimmt mit  $\approx 70\%$  des Volumens den Hauptbestandteil von Beton ein. Da die Gesteinskörnung üblicherweise steifer ist als der Zementstein, beeinflusst sie in erster Linie die Steifigkeit des Betons und weniger dessen Festigkeit. Grundsätzlich kann jede natürlich oder industriell hergestellte, ungebrochene oder gebrochene Gesteinskörnung aus einem mineralischen oder organischen Stoff verwendet werden. Aus diesem Grund wird daher zunehmend Abbruchmaterial als so genannte rezyklierte Gesteinskörnung verwendet [vgl. Rühl (2001)]. Generell müssen Gesteinskörnungen den Anforderungen nach DIN EN 12620 (2008) entsprechen und auf die Einhaltung dieser Kriterien überwacht sein.

#### Betonzusatzmittel

Mit Betonzusatzmitteln werden Eigenschaften des Betons gezielt beeinflusst. Sie werden nur in geringen Mengen zugegeben und wirken chemisch oder physikalisch. Zu den Betonzusatzmitteln gehören: Betonverflüssiger, Fließmittel, Luftporenbildner, Dichtungs-

mittel, Verzögerer, Beschleuniger, Stabilisierer und Einpresshilfen. Die Wirkungsweisen der Betonzusatzmittel sind in Müller & Wiens (2016) beschrieben.

### Betonzusatzstoffe

Betonzusatzstoffe sind fein verteilte Stoffe, deren physikalische oder chemische Wirkung gezielt Eigenschaften der Betone beeinflussen. Dabei können inerte Stoffe (z. B. Steinhäute) oder Pigmente (zur Färbung) zum Einsatz kommen, die sich nicht an der Reaktion zwischen Wasser und Zement beteiligen. Alternativ können puzzolanische Stoffe (z. B. Flugasche oder Silikastaub) verwendet werden. Diese reagieren mit Wasser und Calciumhydroxid zu Strukturen, die ähnlich zu Zementstein sind, wodurch die Endfestigkeit des Betons gesteigert wird. Da diese Reaktion langsamer abläuft, ist die Nachbehandlung des Betons wichtig, damit ausreichend Wasser für die Reaktion zur Verfügung steht. Da Flugasche bzw. Silikastaub Zement anteilig ersetzen und verzögert reagieren, reduziert sich die Hydrationswärmeentwicklung.

### 3.2.2 Einaxiale Betondruckfestigkeit

Das Verhalten des inhomogenen Baustoffs Beton kann auf drei verschiedenen Ebenen betrachtet werden [vgl. Wittmann (1983)]. Die drei Ebenen und ihre jeweilige Bezugsgröße sind in Abb. 3-1 dargestellt. Dabei beschreiben Modelle auf *Mikro*-Ebene die Struktur und Eigenschaften des Zementsteins, wohingegen Modelle auf *Meso*-Ebene das Zusammenwirken von Zementstein und Gesteinskörnung unter Einbeziehung von Poren und mikroskopischen Rissen beinhalten. Auf der *Makro*-Ebene wird das Werkstoffverhalten als quasi-homogen angesehen und durch entsprechende Materialgesetze beschrieben. Nach Zilch & Zehetmaier (2010) sind Bauteilabmessungen von mindestens dem Fünffachen des Größtkorndurchmesser einzuhalten, um die Voraussetzungen für eine Anwendung der in der Ingenieurpraxis verbreiteten Materialgesetze für einen homogenen Baustoff einzuhalten.

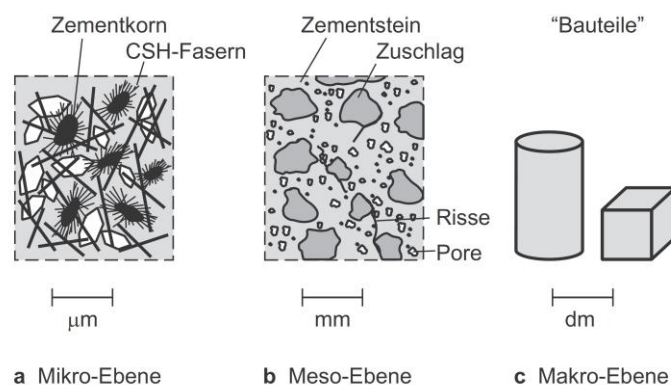


Abb. 3-1: Betrachtungsebenen der Struktur des Betons [Zilch & Zehetmaier (2010)]

Zur Beschreibung der baustofftechnologischen Zusammenhänge des Festbetons wird üblicherweise ein Modell auf der *Meso*-Ebene angewendet. Dabei wird der erhärtete Beton

vereinfacht als ein aus Zementstein und Gesteinskörnung bestehendes Zweiphasensystem betrachtet. Anhand dieser Modellbildung bestimmen sich die Eigenschaften von Beton aus den Eigenschaften der Ausgangskomponenten Zementstein und Gesteinskörnung sowie der Haftung zwischen diesen beiden Komponenten. Die Festigkeit und insbesondere die Steifigkeit der Gesteinskörnung liegen bei Normalbeton oberhalb derjenigen des Zementsteins. Daher ergibt sich unter einer gleichmäßigen Druckbeanspruchung eines Prüfkörpers eine ungleichmäßige Spannungsverteilung im Beton. Der wesentliche Teil des Lastabtrags erfolgt durch über die Gesteinskörner verlaufende Druckstreben (vgl. Abb. 3-2). Entsprechend des Lastabtrags über die Gesteinskörnung resultiert ein räumlicher Spannungszustand mit Querkzugspannungen, die zu Rissbildungen führen. Durch Überschreiten der Haftung zwischen Gesteinskörnung und Zementstein kommt es zum Druckversagen [vgl. Wischers (1978)].

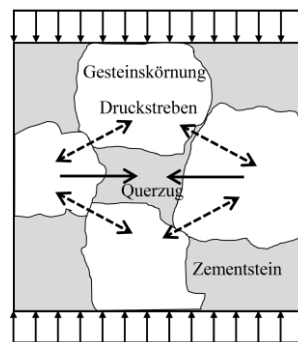


Abb. 3-2: Tragverhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Im unbelasteten Normalbeton sind bereits Zugspannungen und Mikrorisse in den Kontaktflächen zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein vorhanden, die nach Müller & Wiens (2016) auf das Schwinden zurückzuführen sind. Die Gesteinskörnung ist volumenkonstant und behindert aufgrund der höheren Steifigkeit das Schwinden des Zementsteins. Daraufhin entstehen Zugspannungen bis zu Mikrorissen in der Kontaktfläche zwischen Gesteinskörnung und Zementstein, da die Zugfestigkeit der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein geringer ist als die der Gesteinskörnung und der ungestörten Zementsteinmatrix. Aufgrund der Querkzugspannungen entstehen bereits bei Druckspannungen ab  $\approx 40\%$  der Druckfestigkeit verstärkt Mikrorisse, die sich in einem nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang zeigen, was sich mit zunehmender Druckbeanspruchung verstärkt. Eine Steigerung der äußeren Druckbelastung führt ab ca.  $80\%$  der Druckfestigkeit zu einem Wachstum der Mikrorisse, die sich in erster Linie zu um die Gesteinskörnung herum laufenden Makrorissen vereinigen [vgl. Reinhardt (2007)]. Durch diese sich vorzugsweise parallel zur Lasttrichtung ausbreitenden Rissbildung wird das Gefüge aufgelockert und es kommt schließlich zum Bruch. Die sich ergebende Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist in Abb. 3-3 (links) dargestellt.

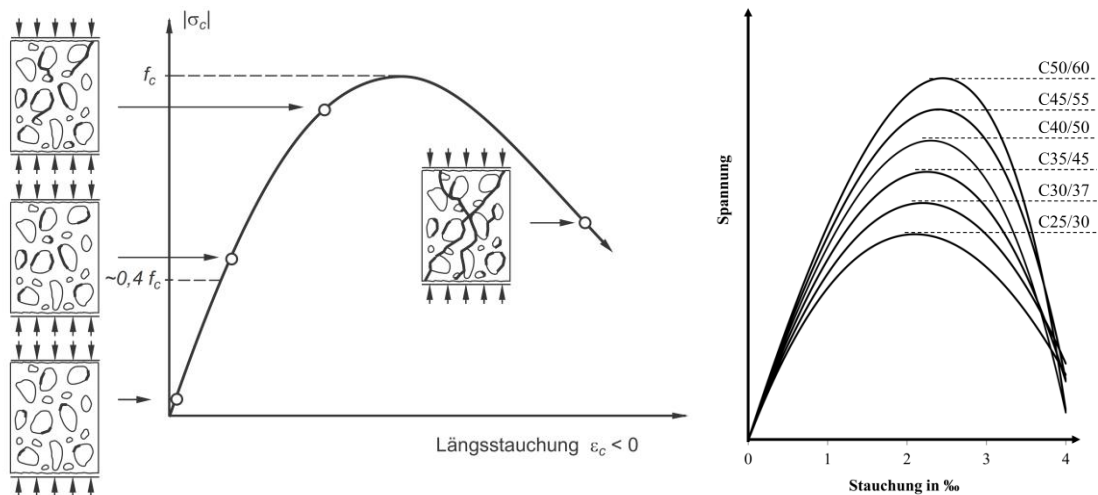


Abb. 3-3: Spannungs-Dehnungs-Beziehung [links, schematisch mit Rissbildung nach Zilch & Zehetmaier (2010), rechts rechnerischer Ansatz nach DIN EN 1992-1-1 (2011)]

In Abb. 3-3 (rechts) ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für 28 Tage alte Normalbetone unterschiedlicher Festigkeiten dargestellt. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit verlaufen die ansteigenden Spannungen steiler und weniger nichtlinear, da sich mit steigender Betondruckfestigkeit die Steifigkeitsunterschiede zwischen Gesteinskörnung und Zementstein und daher die infolge von Querkzugspannungen entstehenden Risse reduzieren. Zugleich ist die Haftfestigkeit zwischen Zement und Gesteinskörnung bei hochfesten Betonen ( $> 55 \text{ N/mm}^2$ ) größer als bei Normalbeton. Daher kann die Zugfestigkeit der Gesteinskörner überschritten werden, so dass beim Bruch die Risse durch die Gesteinskörnung verlaufen [vgl. Zilch & Zehetmaier (2010)]. Hierdurch nähert sich das Tragverhalten einem homogenen Tragverhalten an. Dabei ist festzustellen, dass bei Erreichen der maximalen Druckfestigkeit eine Erhöhung der zugehörigen Stauchung zu verzeichnen ist. Der „abfallende Ast“ nach dem Bruch weicht bei unterschiedlichen Betonen deutlich voneinander ab. Dies begründet sich durch das sprödere Versagen bei höheren Druckfestigkeiten, bei denen die Druckspannung schneller abfällt. Die Forschung beschäftigt sich seit vielen Jahren mit der realistischen Beschreibung der Arbeitslinie von Beton [vgl. u. a. DAfStb - Heft 154 (1962), Cordes (1968), DAfStb - Heft 260 (1976) oder Wischers (1978)], insofern stehen heute ausreichend abgesicherte, normative Regelungen zur Verfügung [vgl. DIN EN 1992-1-1 (2011)].

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}$$

Gl. 3-1

mit  $k$   $1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$

$\eta$   $\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

$\varepsilon_{c1}$  die Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung nach DIN EN 1992-1-1 (2011), Tab. 3.1

Der normativ beschriebene „abfallende Ast“ der Spannungs-Dehnungs-Beziehung gilt nach Meyer & König (1998) streng genommen nur für übliche Probekörperlängen von 150 mm bis 300 mm, da der „abfallende Ast“ erheblich von der Versuchsdurchführung abhängt und folglich keine reine Materialkenngröße darstellt. Ein verformungsgesteuerter Druckversuch wird maßgeblich durch die Belastungsgeschwindigkeit, die Messlänge der Verformungen sowie die Steifigkeit der Prüfanlage beeinflusst.

Auch wenn die Betondruckfestigkeit mit dem Alter des Betons zunimmt, ist ein wesentlicher Teil der Endfestigkeit bereits nach 28 Tagen erreicht. Dabei zeigt sich, dass die Anfangsfestigkeit, der Erhärtungsverlauf und die Nacherhärtung, abhängig von dem Zement, der Betonzusammensetzung und der Erhärtungstemperatur stark unterschiedlich sind [vgl. Müller & Wiens (2016)]. Da bei einigen der experimentellen Versuche, die in Abschnitt 4 beschrieben werden, früher als nach 28 Tage getestet wurde, wird nachfolgend die Festigkeitsentwicklung von der Betonage bis maximal 90 Tage nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) dargestellt. Die Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  darf zu einem Zeitpunkt  $t$  nach Gl. 3–2 bestimmt werden, falls die Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen der geforderten Druckfestigkeit entspricht.

$$f_{cm}(t) = e^{s(1-\sqrt{28/t})} \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 3–2}$$

mit  $f_{cm}(t)$  die mittlere Betondruckfestigkeit für ein Betonalter von  $t$  Tagen in  $\text{N/mm}^2$   
 $s$  ein vom Zementtyp abhängiger Beiwert:

$s = 0,2$  für Zement der Festigkeitsklassen 42,5 R, 52,5 N und 52,5 R

$s = 0,25$  für Zement der Festigkeitsklassen 32,5 R, 42,5 N

$s = 0,38$  für Zement der Festigkeitsklassen 32,5 N

für hochfeste Betone gilt für alle Zemente  $s = 0,20$

$f_{cm}$  die mittlere Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen in  $\text{N/mm}^2$

Zur experimentellen Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit werden zentrische Druckversuche an Probekörpern durchgeführt. Hierbei wird die Belastung monoton bis zum Bruch gesteigert. Die Belastung wird dabei innerhalb von 1-2 Minuten aufgebracht, weshalb i. d. R. von der Kurzzeitdruckfestigkeit gesprochen wird. Da die Druckfestigkeit von zahlreichen Faktoren, wie der Probekörpergestalt und -schlankheit [vgl. u. a. Bonzel (1959) und Schickert (1981)], den Rahmenbedingungen der Prüfung, wie z. B. Betonalter oder Lagerungsbedingungen [vgl. Dahms (1968)] und der Versuchsdurchführung [vgl. Wesche (1993)] abhängig ist, sind Standardwerte normativ geregelt. Abb. 3-4 (links) veranschaulicht beispielhaft den Einfluss der Art der Lastaufbringung auf einen Prüfkörper. Wenn die Belastung mithilfe von Stahlbürsten aufgebracht wird und sich der Betonkörper quer zur Belastungsrichtung frei verformen kann, entsteht ein vertikaler Riss parallel zur Belastungsrichtung. Bei Behinderung der Querdehnung durch eine starre Einspannung



zwischen den Stahlplatten entsteht ein Bruchkegel und im Endergebnis wird eine höhere Druckfestigkeit erreicht.

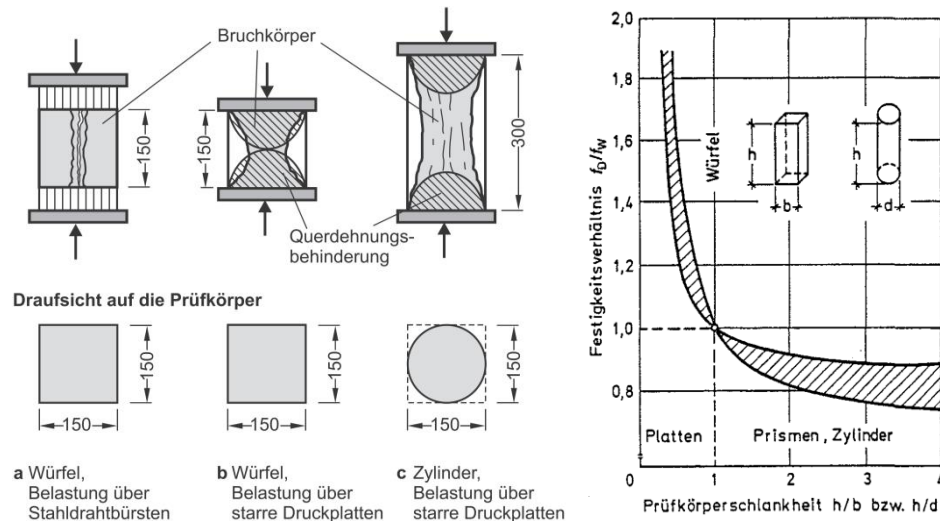


Abb. 3-4: Druckfestigkeitsprüfung mit Standardversuchskörpern (links) [Zilch & Zehetmaier (2010)] und Einfluss der Prüfkörperschlankheit auf die Druckfestigkeitsprüfung (rechts) [Schickert (1981)]

Bei ausreichender Höhe des Prüfkörpers verbleibt ein Bereich auf halber Höhe, bei dem nahezu keine Querdehnungsbehinderung mehr vorhanden ist und es zeigt sich das typische Bruchbild für einen Zylinder (siehe Abb. 3-4, links). Da eine Querdehnungsbehinderung in einem Bauwerk nicht vorausgesetzt werden kann, wird üblicherweise die Zylinderdruckfestigkeit für die Bemessung verwendet, weil diese eher dem realen Bauteilverhalten entspricht. Ein maßgebender Einflussfaktor bei der Druckfestigkeitsprüfung ist die Prüfkörperschlankheit, denn bei einer geringen Schlankheit ist der festigkeitssteigernde Einfluss der Querdehnungsbehinderung durch die Lastplatten nur marginal. Abb. 3-4 (rechts) zeigt den Einfluss der Prüfkörperschlankheit  $h/b$  bzw.  $h/d$  auf das Verhältnis der Druckfestigkeitsprüfung zur Druckfestigkeit. Dabei kann festgestellt werden, dass bei einer Schlankheit von 0,5 bis zu der doppelten Druckfestigkeit gegenüber der Schlankheit von 1,0 erreicht werden kann. Bei ganz dünnen Schichten kann nach Leonhardt (1984) eine noch größere Festigkeit erreicht werden. Bei einer Schlankheit von 2,0 ergibt sich daher ein Festigkeitsverhältnis von 0,8 bis 0,9 gegenüber einer Schlankheit von 1,0. Nach Zilch & Zehetmaier (2010) ergibt sich im Mittel folgende Beziehung zwischen der Zylinder- (Schlankheit 2:1) und Würfeldruckfestigkeit (Schlankheit 1:1) von Beton:

$$f_{cm,cyl} = f_{cm} = 0,82 \cdot f_{cm,cube} \quad \text{Gl. 3-3}$$

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung unterliegen Streuungen, weshalb zur Sicherstellung einer ausreichenden Zuverlässigkeit für die Bemessung charakteristische Werte als das 5 % - Quantil der Zylinderdruckfestigkeit definiert werden. Nach JCSS (2002) liegt der Druckfestigkeit von Normalbetonen mit ausreichender Genauigkeit eine logarithmische Normalverteilung zugrunde und besitzt eine vom Mittelwert der Druckfestig-

keit unabhängige Standardabweichung von  $\approx 5 \text{ N/mm}^2$ . Folglich ist der Abstand zwischen Mittel- und charakteristischem Wert (5 % - Fraktilwert) der Druckfestigkeit mit  $\Delta f_c = 1,645 \cdot \sigma_{fc} \approx 8 \text{ N/mm}^2$  konstant und unabhängig von der Druckfestigkeit. Dieser Grundsatz gilt nach Tue et al. (2007) auch für höherfeste Betone.

#### 3.2.3 Betonzugfestigkeit und Bruchenergie

Bei der Zugbeanspruchung gilt es im Vergleich zu einer Druckbeanspruchung zu beachten, dass der Haftfestigkeit zwischen Gesteinskörnung und Zementstein eine größere Bedeutung zukommt. Aus diesem Grund ist der Einfluss der Form und Oberfläche der Gesteinskörnung auf die Zugfestigkeit größer als auf die Druckfestigkeit. Zum Erreichen einer höheren Zugfestigkeit ist eine gebrochene, raue Gesteinskörnung daher einer unebrochenen vorzuziehen. Entsprechend den Untersuchungen von Heilmann (1969) kann die Zugfestigkeit aus der Druckfestigkeit bestimmt werden.

$$f_{ct} = c \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Gl. 3-4}$$

mit  $c = 0,35$  bis  $0,55$  (Biegezug)  
 $c = 0,22$  bis  $0,32$  (Spaltzug)  
 $c = 0,17$  bis  $0,32$  (zentrischer Zug)

Dabei wird nach DIN EN 1992-1-1 (2011) ein Wert von  $c = 0,3$  zur Bestimmung der mittleren Zugfestigkeit angesetzt. Nach Rüsch (1975) können aus der nach Gl. 3-4 bestimmten Zugfestigkeit der obere bzw. untere charakteristische Wert (5 %- bzw. 95 %-Fraktilwert) der Zugfestigkeit mithilfe folgender Gleichungen bestimmt werden.

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad \text{Gl. 3-5}$$

$$f_{ctk;0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad \text{Gl. 3-6}$$

Die Umrechnung von der Spaltzugfestigkeit auf die zentrische Zugfestigkeit kann nach DIN EN 1992-1-1 (2011) entsprechend Gl. 3-7 erfolgen.

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad \text{Gl. 3-7}$$

Die Entwicklung der Zugfestigkeit entsprechend des Alters des Betons kann nach DIN EN 1992-1-1 (2011) mit folgender Gleichung bestimmt werden.

$$f_{ctm}(t) = \left[ e^{s(1-\sqrt{28/t})} \right]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad \text{Gl. 3-8}$$

Dabei ist:

$f_{ctm}(t)$	die mittlere Betonzugfestigkeit für ein Alter von $t$ Tagen in $\text{N/mm}^2$
$s$	ein vom Zementtyp abhängiger Beiwert (siehe S. 58)
$\alpha$	1,0 für $t < 28$ Tage oder $2/3$ für $t \geq 28$ Tage
$f_{ctm}$	die mittlere Betonzugfestigkeit im Alter von 28 Tagen in $\text{N/mm}^2$

Nach Zilch & Zehetmaier (2010) beträgt die Zug- und Biegezugfestigkeit von Beton i. d. R. nur 5 % bis maximal 15 % der Druckfestigkeit und ist zugleich größeren Streuungen unterworfen. Wie bereits bei der Druckbeanspruchung erläutert, entstehen durch die abfließende Hydratationswärme und das Schwinden Eigen- bzw. Zwangsspannungen, welche die Zugfestigkeit reduzieren. Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit verläuft die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton unter zentrischem Zug nahezu linear-elastisch. Aufgrund der Stetigkeit der Arbeitslinie des Betons im Ursprung [vgl. Grübl et al. (2001)], ist der Elastizitätsmodul für Zug und Druck bei kleinen Spannungen identisch. Nach DAfStb - Heft 419 (1991) führen die entstandenen Mikrorisse zu einem Abflachen der Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß Abb. 3-6, beginnend bei Zugspannungen zwischen 70 % und 90 % der Festigkeit. Bei weiterer Laststeigerung verdichten sich die Mikrorisse vorzugsweise an Kerben oder Fehlstellen zu einem sichtbaren Makroriss senkrecht zur Belastungsrichtung und führen zu einem deutlichen Spannungsabfall nach Erreichen der Höchstspannung. Dies wird als Verformungslokalisierung mit entfestigendem Materialverhalten bezeichnet [vgl. Hausmann (2007); Greck (2013)].

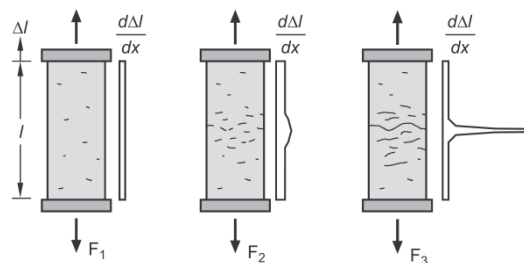


Abb. 3-5: Beton unter Zugbeanspruchung – Lokalisierung der Rissbildung [Zilch & Zehetmaier (2010)]

Trotz dieses Risses können nach DAfStb - Heft 419 (1991) aufgrund der Kornverzahnung weiterhin Zugspannungen übertragen werden. Dabei verringern sich nach Grübl et al. (2001) die Dehnungen außerhalb des Bereichs mit dem Riss bis zu einem spannungslosen Prüfkörper und einer Rissöffnung  $w$ . Bei einer maximalen Rissöffnung für normale Betone von 0,2 bis 0,4 mm [vgl. Brühwiler & Menn (2003)] kann keine Spannung mehr übertragen werden. Daher wird in der Bruchmechanik nach DAfStb - Heft 419 (1991) zwischen einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung im reißenen Querschnitt und einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung außerhalb des diskreten Risses unterschieden (vgl. Abb. 3-6). Dabei zeigt sich, dass der „abfallende Ast“ durch die versuchstechnisch bedingten Einflussparameter beim Zugversuch stärker beeinflusst wird als beim Druckversuch.

Nach DAfStb - Heft 203 (1969) ist deshalb nur eine näherungsweise Abschätzung des Verlaufs möglich. Daher kommen zunehmend bruchmechanische Modelle auf Grundlage von Energiebetrachtungen zur Anwendung [vgl. Model Code 2010 (2013)]. Die Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung wird als Bruchenergie  $G_f$  bezeichnet und ist definiert als diejenige Energie, die notwendig ist, um einen Trennriss über eine definierte Fläche zu erzeugen.

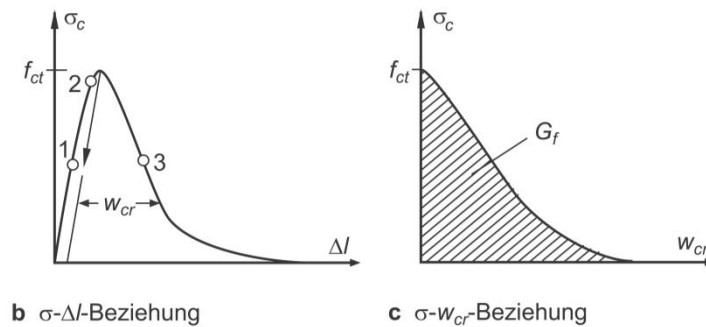


Abb. 3-6: Bruchmechanische Beziehung der Zugfestigkeit von Beton [Zilch & Zehetmaier (2010)]

Nach RILEM (1994) kann die Bruchenergie durch einen in der Zugzone eingekerbten Biegebalken, der bei konstanter Durchbiebungsgeschwindigkeit mit einer Einzellast bis zum Bruch beansprucht wird, bestimmt werden. Als Bruchenergie wird daher die Fläche unter dem Last-Durchbiegungs-Diagramm bezogen auf die Bruchfläche mit gekerbtem Querschnitt definiert und stellt die Energie dar, die zur Erzeugung eines Risses einer Einheitsfläche von  $1 \text{ mm}^2$  erforderlich ist. Die Einheit der Bruchenergie  $G_f$  ist  $\text{Nmm/mm}^2$  bzw.  $\text{N/mm}$ . Eine genauere experimentelle Methode ist das Bestimmen der Bruchenergie mithilfe eines zentrischen Zugversuchs an symmetrisch eingekerbten Proben nach dem Verfahren von Mechtcherine (2001).

Unabhängig von Versuchen zur Bestimmung der Bruchenergie gibt es verschiedene Ansätze, die Bruchenergie mithilfe von Angaben aus der Literatur zu bestimmen. Die Kraftübertragung im Bereich des Risses aufgrund der Kornverzahnung nach DAfStb - Heft 419 (1991) wird mittels der zuvor beschriebenen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung charakterisiert. Die Grundlagen gehen hierbei auf das „fictitious crack model“ (fiktives Rissmodell) zur Beschreibung der Rissbildung nach Hillerborg et al. (1976) zurück. Auch wenn die Bruchenergie von zahlreichen Parametern (w/z-Wert, Art der Gesteinskörnung, Größe der Gesteinskörnung u.v.m.) beeinflusst wird, ist es möglich, die Bruchenergie alleine durch die Zugfestigkeit von Beton zu bestimmen. Die Grundlagen hierfür hat Vos (1983) im Rahmen seiner Dissertation aufbauend auf den Versuchen von Peterson (1980a) und Peterson (1980b) erläutert. Dabei wird die Bruchenergie  $G_f$  mit Gl. 3–9 bestimmt.

$$G_f = 0,025 \cdot f_{ct} \quad \text{Gl. 3–9}$$

Nach Hilsdorf & Brameshuber (1991) und Hilsdorf (1992) ist es ebenso möglich, die Bruchenergie ausschließlich mit der Betondruckfestigkeit und dem Durchmesser des Größtkorns zu bestimmen (vgl. Gl. 3–10). Dieser Ansatz lässt sich auch im Model Code 1990 (1993) und Grübl et al. (2001) finden.

$$G_f = G_{f0} \cdot (f_{cm} / f_{cm0})^{0,7} \quad \text{Gl. 3–10}$$

mit  $G_{f0}$  Grundwert der Bruchenergie in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers nach Tabelle 3–1 in N/mm

$f_{cm}$  mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm<sup>2</sup>

$f_{cm0}$  Bezugsspannung 10 N/mm<sup>2</sup>

Tabelle 3–1: Grundwert der Bruchenergie  $G_{f0}$  in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers  $d_{G,max}$

$d_{G,max}$ in mm	8	16	32
$G_{f0}$ in N/mm	0,025	0,030	0,038

Für höhere Betondruckfestigkeiten ( $> 80 \text{ N/mm}^2$ ) ist nur noch ein sehr geringer Anstieg der Bruchenergie zu erkennen [vgl. Remmel (1993)]. Dies erklärt sich dadurch, dass die entstehenden Makrorisse vermehrt durch die Gesteinskörnung verlaufen und daher die Kraftübertragung über die Verzahnung der Gesteinskörnung in dem gerissenen Bereich nur in geringerem Umfang möglich ist.

Im Model Code 2010 (2013) ist eine weitere Formel zur Bestimmung der Bruchenergie unter Verwendung der Druckfestigkeit dargestellt. Zu beachten ist hierbei der stark verringerte Exponent in Gl. 3–11 gegenüber der Formulierung aus dem Model Code 1990 (1993) (vgl. Gl. 3–10).

$$G_f = 0,073 \cdot (f_{cm})^{0,18} \quad \text{Gl. 3–11}$$

Aufbauend auf dem Ansatz von Trunk & Wittmann (1998) und Wittmann (2002), in deren Vorschlag die Bruchenergie ausschließlich unter Berücksichtigung des Größtkorns bestimmt wurde, haben Mari et al. (2015) Gl. 3–11 um einen Faktor zur Berücksichtigung des Größtkorns ergänzt und zu Gl. 3–12 erweitert. Diese Formulierung entspricht nach Mari et al. (2015) sehr gut den Versuchen aus fib Bulletin No. 42 (2008). Für einen Größtkorndurchmesser von 20 mm entspricht die berechnete Bruchenergie nach Gl. 3–12 genau derjenigen nach Gl. 3–11. Ein Vergleich der Berechnungsansätze von Wittmann (2002), Model Code 2010 (2013) und Mari et al. (2015) enthält Abb. 3-7. Es zeigt sich die beste Übereinstimmung mit den Versuchswerten, wenn der Größtkorndurchmesser berücksichtigt wird.

$$G_f = 0,028 \cdot (f_{cm})^{0,18} \cdot d_{G,max}^{0,32} \quad \text{Gl. 3–12}$$

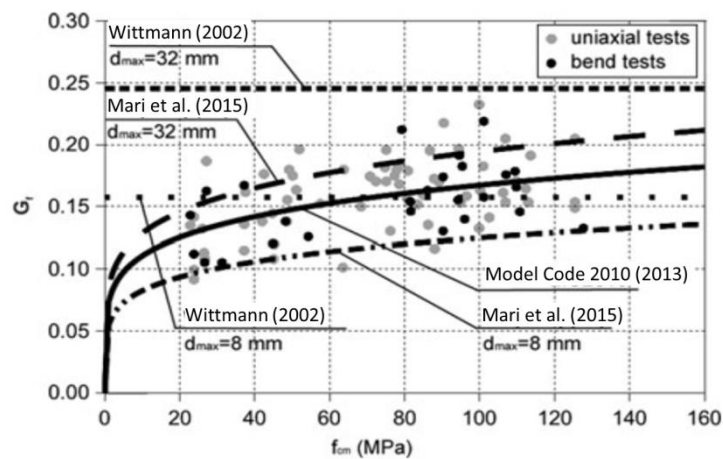


Abb. 3-7: Vergleich von Ansätzen zur Bestimmung der Bruchenergie nach Mari et al. (2015)

Ferner ist Abb. 3-7 zu entnehmen, dass die Streuung der Versuchswerte zur Bestimmung der Bruchenergie groß ist und die Einzelwerte in einem weiten Bereich um die vorgeschlagenen Bruchenergien liegen. Strauss et al. (2004) und Zimmermann et al. (2014) ermittelten die Korrelation zwischen der Betonzugfestigkeit und der Bruchenergie, dabei wurden Korrelationskoeffizienten für Normalbetone im Bereich von 0,5 bis 0,8 erreicht. Strauss et al. (2004) und Zimmermann et al. (2016) zeigen, dass für höhere Betonfestigkeiten ( $> C40/50$ ) der Korrelationskoeffizient zwischen der Betonzugfestigkeit und der Bruchenergie stark abnimmt.

#### 3.2.4 Mehraxiale Betondruckfestigkeit

Üblicherweise ist bei druckbeanspruchten Stützen nur eine einaxiale Beanspruchung zu erwarten. Da jedoch bei dem zu entwickelnden Stützen-Decken-Anschluss eine Materialkombination aus Leicht- und Normalbeton vorliegt und im Bereich der Decke die Querverformungen behindert sind, kann davon ausgegangen werden, dass sich mehraxiale Beanspruchungszustände einstellen. Entsprechend der bei der Druckbelastung beschriebenen Tragweise von über die Gesteinskörnung abgetragenen Lasten und daraus entstehenden Querkzugspannungen wird ersichtlich, dass ein zusätzlicher Querkzug zu einem früheren Versagen bzw. ein Querdruck zu einem späteren Versagen unter Druckbelastung führt. Wirkt bei einem druckbelasteten Körper der Querdruck nur in eine der beiden Raumrichtungen, so ist ersichtlich, dass die Traglaststeigerung geringer ausfällt als bei einem Querdruck, der in den beiden anderen Richtungen wirkt. Auf die zentrische Zugfestigkeit hingegen hat eine Druckbelastung quer zur Hauptbelastungsrichtung nach Zilch & Zehetmaier (2010) nur einen geringen Einfluss. Nach Hausmann (2007) reduziert sich jedoch die Zugfestigkeit erheblich durch eine quer zur Zugspannung gerichtete Druckspannung, da sich die Querkzugspannungen der Druckbelastung mit der vorherrschenden Zugbeanspruchung überlagern. Daher kann nur in Sonderfällen mit dem einaxialen Spannungszustand gearbeitet werden. Grundsätzlich ist der vorhandene Spannungs-

zustand einem Grenzspannungszustand gegenüberzustellen. Dieser Grenzspannungszustand wird dabei durch Bruchhypothesen definiert. Um unabhängig vom gewählten Koordinatensystem zu sein, wird nachfolgend mit den drei Hauptspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  gearbeitet. Bei einer grafischen Darstellung im Hauptspannungsraum ergibt sich eine umhüllende Bruchspannungsfläche, innerhalb der alle Hauptspannungskombinationen vom Beton abgetragen werden können (vgl. Abb. 3-8).

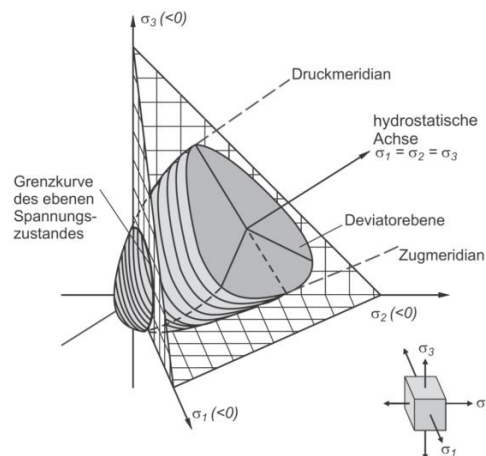


Abb. 3-8: Bruchspannungsfläche für Beton [Zilch & Zehetmaier (2010)]

Erkennbar ist, dass unter dreiaxialer Druckbelastung ein Vielfaches der einaxialen Druckfestigkeit  $f_{cm}$  erreicht werden kann. Im Grenzfall der rein hydrostatischen Druckbelastung ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) treten nach Zilch & Zehetmaier (2010) nur plastische Verformungen ein, es kommt jedoch nicht zum Versagen. Auf der Zugseite jedoch zeigt sich eine charakteristische Kappe. Die mathematische Beschreibung dieser Bruchspannungsfläche wird als Bruchkriterium bezeichnet. Der einfachste Ansatz zur Bestimmung des Bruchzustandes ist das Überschreiten eines Grenzwertes einer der drei Hauptzugspannungen. Dieses Kriterium nach Rankine (1858) wird mit  $\sigma_{Grenz} = f_{ct}$  ausschließlich auf der Zugseite von Beton verwendet. Es gibt eine Vielzahl an Bruchkriterien im zwei- und dreiaxialen Spannungsraum [u. a. Coulomb (1773), Mohr (1906), Drucker & Prager (1952), Bresler & Pister (1958), Ottosen (1977), Ottosen (1979), Gerstle (1981b), Klisinski (1985), Pramono (1988), Scholz (1989), Etse (1992), Dahl (1992), Model Code 1990 (1993), Etse & Willam (1994), Ottosen & Ristinmaa (2005), Hampel (2006), Speck (2007)]. Speck (2007) zeigt, dass viele dieser Modelle für den dreiaxialen Spannungsraum in den jeweiligen Anwendungsgrenzen zutreffende Ergebnisse liefern. Dabei ist die Wahl des Kriteriums i. d. R. abhängig von den Eingangsparametern zur Kalibrierung bzw. die experimentell zu erfassen sind. Nachfolgend wird das Bruchkriterium erläutert, welches Grundlage der verwendeten Software ist. Aufbauend auf dem Modell von Willam & Warnke (1974) entwickelten Hoek & Brown (1980) ein Modell zur Bestimmung der Festigkeit von Felsmassen. Menetrey & William (1995) passten dieses wiederum an den Beton an und verwendeten zur Kalibrierung die zweiaxialen Versuche von Kupfer et al. (1969) sowie die

dreiaxialen Versuche von Chinn & Zimmermann (1965), Mills & Zimmermann (1970) und Eibl et al. (1983). Die Versagensfläche nach Menetrey & William (1995) kann unter Verwendung zylindrischer Haigh-Westergaard-Koordinaten nach Gl. 3–13 beschrieben werden. Dabei kann die Position eines beliebigen durch die kartesischen Koordinaten  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  gegebenen Spannungspunktes  $P$  durch Haigh-Westergaard-Koordinaten  $(\xi, \rho, \theta)$  wie folgt ausgedrückt werden:

Der Spannungszustand wird in einen hydrostatischen und einen deviatorischen Anteil nach Abb. 3-9 aufgeteilt. Dabei ist die Koordinate  $\xi$  (hydrostatische Komponente), der Abstand vom Ursprung  $O$  zum Punkt  $N(p, p, p)$  entlang des Einheitsvektors. Jede Ebene senkrecht zum Vektor  $ON$  wird als Deviatorebene bezeichnet. Der Abstand  $PN$  in der Deviatorebene ist  $\rho$ . Der Winkel in der deviatorischen Ebene zwischen der Projektion der  $\sigma_1$ -Achse auf die deviatorische Ebene und der Linie  $NP$  ist zu  $\theta$  definiert. Sodass  $\rho$  und  $\theta$  die Polarkoordinaten des Punktes  $P$  in der deviatorischen Ebene sind.

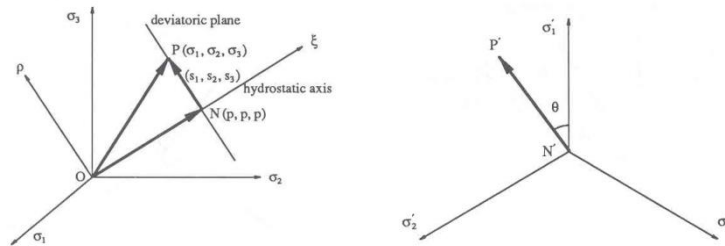


Abb. 3-9: Haigh-Westergaard-Koordinatensystem (links); deviatorische Ebene senkrecht zur hydrostatischen Achse und der Linie  $NP$  (rechts) [Schuler (2004)]

$$F^p(\xi, \rho, \theta) = \left[ 1,5 \frac{\rho}{f_c} \right]^2 + m \left[ \frac{\rho}{\sqrt{6} \cdot f_c} \cdot r(\theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3} \cdot f_c} \right] - c = 0 \quad \text{Gl. 3-13}$$

Mit

$$m = \sqrt{3} \cdot \frac{f_c^2 - f_t^2}{f_c \cdot f_t} \cdot \frac{e}{e+1} \quad \text{Gl. 3-14}$$

$$r(\theta, e) = \frac{4(1-e^2)\cos^2\theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos\theta + (2e-1) \cdot \sqrt{4(1-e^2)\cos^2\theta + 5e^2 - 4e}} \quad \text{Gl. 3-15}$$

Mit dem Parameter  $e$  wird die Form der Versagensfläche definiert. Bei einem Wert von  $e = 0,5$  entsteht eine dreieckige Schnittfläche mit scharfen Kanten. Bei einem Wert von  $e = 1,0$  bildet sich ein voller Kreis aus. Anhand der Nachrechnung von zweiaxialen Versuchen [siehe u. a. Kupfer et al. (1969)] und dreiaxialen Versuchen [siehe u. a. Chinn & Zimmermann (1965) sowie Mills & Zimmermann (1970)] identifizierten Menetrey & William (1995) für den Parameter  $e$  für Beton einen Bereich zwischen 0,5 und 0,6. Basie-



rend auf den Versuchen von Eibl et al. (1983) empfohlen Menetrey & William (1995) einen Wert von  $e = 0,52$  für die Anwendung bei Beton.

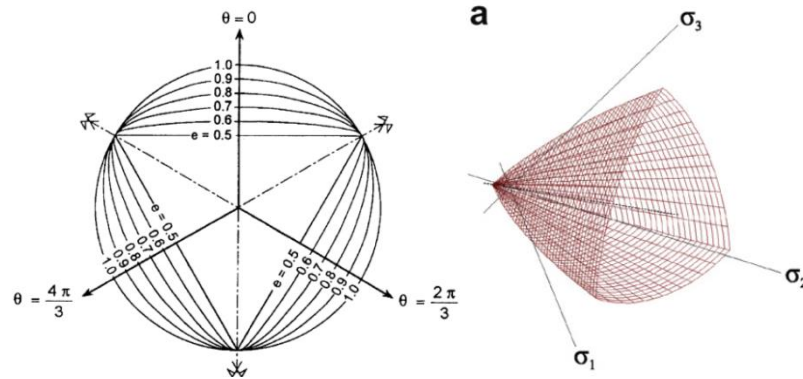


Abb. 3-10: Exemplarische Fließfläche nach Menetrey & William (1995) (links) und Cervenka & Papanikolaou (2008) rechts

Die Position der Versagensfläche nach Gl. 3–13 hängt von Ver- und Entfestigungsparametern ab und wird durch den Parameter  $c$  nach Gl. 3–16 bestimmt. Die Verfestigung basiert auf der äquivalenten plastischen Dehnung nach Gl. 3–17. Der Ausdruck  $f_c(\varepsilon_{eq}^p)$  zeigt das auf einaxialen Druckfestigkeitsversuchen beruhende Ver- und Entfestigungsverhalten von Beton.

$$c = \left( \frac{f_c(\varepsilon_{eq}^p)}{f_c} \right)^2 \quad \text{Gl. 3-16}$$

$$\Delta \varepsilon_{eq}^p = \min(\Delta \varepsilon_{ij}^p) \quad \text{Gl. 3-17}$$

Normativ wird ein mehraxialer Druckbeanspruchungszustand mithilfe einer modifizierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt. Dabei wird eine höhere Festigkeit und höhere kritische Dehnung gestattet. Dazu ist es erforderlich die vorhandene Querspannung  $\sigma_2$  zu kennen, mithilfe derer eine erhöhte charakteristische Druckfestigkeit  $f_{ck,c}$  des umschnürten Betons nach DIN EN 1992-1-1 (2011) bestimmt werden kann (siehe Gl. 3–18). Mit der Druckfestigkeitssteigerung geht eine höhere kritische Dehnung einher, die nach Gl. 3–19 bzw. Gl. 3–20 bestimmt werden kann. Die Eingangsgrößen für Gl. 3–18 bis Gl. 3–20 sind DIN EN 1992-1-1 (2011), Tabelle 3.1 zu entnehmen.

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left( 1,0 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05 \cdot f_{ck} \quad \text{Gl. 3-18}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left( 1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 > 0,05 \cdot f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left( f_{ck,c} / f_{ck} \right)^2 \quad \text{Gl. 3-19}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad \text{Gl. 3-20}$$

Ein weiterer Ansatz zur Bestimmung der Traglaststeigerung durch Umschnürung bzw. Querdruck ist in Model Code 2010 (2013) enthalten und basiert u. a. auf Untersuchungen von Walraven (1999). Dabei kann die Steigerung der Druckfestigkeit nach Gl. 3-21 und die kritische Dehnung nach Gl. 3-22 ermittelt werden.

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left( 1,0 + 3,5 \cdot \left( \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^{\frac{3}{4}} \right) \quad \text{Gl. 3-21}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} - 1 \right) \right] \quad \text{Gl. 3-22}$$

Die Querspannung  $\sigma_2$  für rechteckige Querschnitte kann nach Gl. 3-23 bestimmt werden.

$$\sigma_2 = \omega \cdot f_{cd} \cdot \left( 1 - \frac{s_c}{a_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s_c}{b_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sum b_i^2 / 6}{a_c \cdot b_c} \right) \quad \text{Gl. 3-23}$$

Der mechanische Bewehrungsgrad  $\omega$  ist nach Gl. 3-24 definiert und der Achsabstand  $b_i$  der durch eine Bügelecke vom Ausknicken gesicherten vertikalen Längsbewehrung. Durch Einsetzen der Werte aus Gl. 3-24 in Gl. 3-23 wird ersichtlich, dass die Querspannung unabhängig von der Betondruckfestigkeit ist, da diese im Zähler und im Nenner vorkommt und aus der Gleichung eliminiert werden kann.

$$\omega = \min \left\{ \omega_y = \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{a_c \cdot s_c \cdot f_{cd}}, \omega_z = \frac{A_{sz} \cdot f_{yd}}{b_c \cdot s_c \cdot f_{cd}} \right\} \quad \text{Gl. 3-24}$$

Die erforderlichen geometrischen Angaben für die Bügelabstände können Abb. 3-11 entnommen werden.

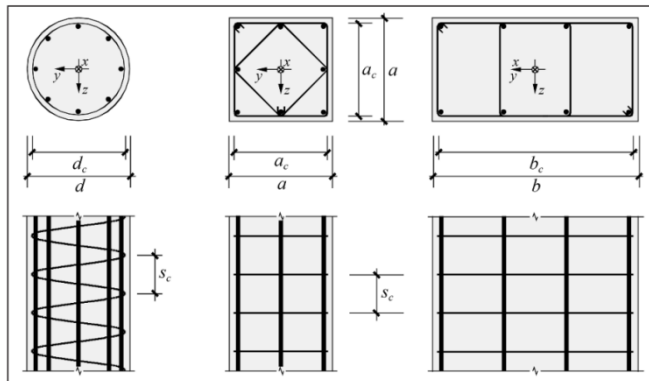


Abb. 3-11: Geometrische Angaben der Umschnürungsbewehrung [Model Code 2010 (2013)]

Im Falle einer ausschließlich zweiachialen Belastung wird nach Zilch & Zehetmaier (2010) empfohlen, die Versagenskurve nach DAfStb - Heft 229 (1973) zu verwenden. Dabei sind in Abb. 3-12 ergänzend die Festigkeitsprüfungen an Probekörpern auf der Kurve markiert. In umfangreichen Versuchsreihen konnte nach DAfStb - Heft 524 (2003) und Hampel (2006) festgestellt werden, dass die Erhöhung der Druckfestigkeit durch Querdruk bei hochfesten Betonen geringer ausfällt und die Laststeigerungen für Normalbeton von bis zum 1,25 - fachen der einaxialen Druckfestigkeit nach Abb. 3-12 nicht mehr erreicht werden.

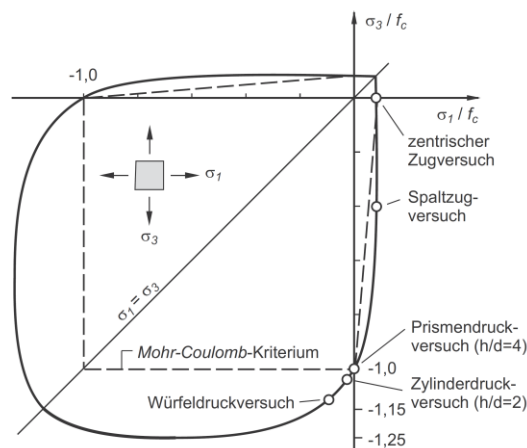


Abb. 3-12: Festigkeit beim zweiachialen Spannungszustand nach DAfStb - Heft 229 (1973) aus Zilch & Zehetmaier (2010)

### 3.2.5 Last- und zeitabhängige Verformungskenngrößen von Beton

Da kein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung besteht, ist der Elastizitätsmodul eine lastabhängige Größe. Für die Berechnung von Betonbauteilen wird häufig auf drei definierte Werte für den Elastizitätsmodul zurückgegriffen:

- $E_{c0}$  Elastizitätsmodul als Tangente am Ursprung
- $E_{cm}$  Elastizitätsmodul als Sekante durch den Ursprung und der Dehnung bei einer Spannung von  $0,4 \cdot f_{cm}$ , bis zu der eine lineare Form der Spannungs-Dehnungslinie angenommen werden kann
- $E_{c1}$  Elastizitätsmodul als Sekante durch den Ursprung und der Dehnung bei Erreichen der maximalen Spannung  $f_{cm}$

Dabei kann der Sekanten-Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  nach DIN EN 1992-1-1 (2011) mithilfe Gl. 3-25 bestimmt werden. Zur Umrechnung auf den Tangentenmodul  $E_{c0}$  ist der Sekanten-Modul mit dem Faktor 1,05 zu multiplizieren. Dieser Faktor führt nach Brameshuber (2015) insbesondere für niedrigfeste Betone zu starken Abweichungen zwischen rechnerisch und experimentell bestimmten Tangentenmodulen.

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad \text{Gl. 3-25}$$

Der Elastizitätsmodul ist stark abhängig von der Art der Gesteinskörnung, daher wurden Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung dieses Sachverhaltes definiert. Nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) sind konstante Werte für den Korrekturfaktor vorgegeben, wohingegen nach DAfStb - Heft 525 (2003) Bandbreiten für den Korrekturfaktor für die verschiedenen Gesteinsarten angegeben sind (vgl. Tabelle 3–2).

$$E_{c0,mod} = \alpha_E \cdot E_{c0} \quad \text{Gl. 3-26}$$

Tabelle 3–2: Korrekturfaktor  $\alpha_e$  zur Anpassung des E-Moduls in Abhängigkeit der Gesteinskörnung

	DIN EN 1992-1-1	DAfStb - Heft 525
Basalt	1,2	1,05 - 1,45
dichter Kalkstein	1,2	1,05 - 1,45
Quarz	1,0	0,8 - 1,2
Kalkstein	0,9	0,7 - 1,1
Sandstein	0,7	0,55-0,85

Nach Model Code 2010 (2013) ist die Umrechnung zwischen dem Tangentenmodul und dem Sekantenmodul mit einem Faktor  $\alpha_i$  nach Gl. 3–28 anstelle eines konstanten Faktors wie nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) möglich. Gleichzeitig enthält der Model Code 2010 (2013) eine geringfügig abweichende Definition von  $E_{c0}$  (vgl. Gl. 3–27)

$$E_{c0} = 21500 \cdot (f_{cm}/10)^{1/3} \quad \text{Gl. 3-27}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 3-28}$$

Auch beim Elastizitätsmodul spielt das Alter des Betons eine Rolle. Dabei berechnet sich der mittlere E-Modul  $E_{cm}(t)$  im Alter von  $t$  Tagen nach DIN EN 1992-1-1 (2011) unter Verwendung der mittleren Druckfestigkeit im Alter von  $t$  Tagen  $f_{cm}(t)$  nach Gl. 3–2 zu:

$$E_{cm}(t) = \left[ f_{cm}(t) / f_{cm} \right]^{0,3} \cdot E_{cm} \quad \text{Gl. 3-29}$$

Eine weitere wichtige Verformungskenngröße ist die Querdehnzahl des Betons  $\nu$ . Diese beschreibt den Zusammenhang zwischen der aus einer Längsdehnung entstehenden Querdehnung. Die Querdehnzahl von Beton liegt nach Reinhardt (2007) in einem Bereich von 0,15 bis 0,25. Ab etwa 80 % der Druckfestigkeit erhöht sich die Querdehnzahl  $\nu$  infolge der im Beton auftretenden Risse deutlich und steigert sich auf bis zu  $\nu \approx 0,5$  [vgl. Zilch & Zehetmaier (2010)]. Wobei nach Müller & Wiens (2016) bereits ab einer Spannung von 40 % der Druckfestigkeit eine Zunahme der Querdehnzahl zu beobachten ist.

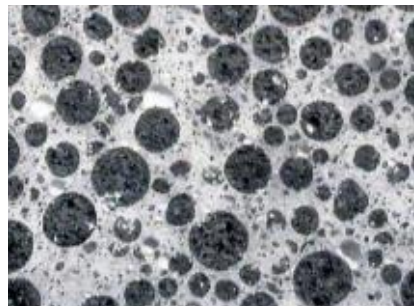
Eine zeitabhängige Verformungskenngröße ist das Betonkriechen, mit dem eine Zunahme der Verformungen unter Dauerlasten beschrieben wird. Ausführlich wird das Betonkrie-

chen u. a. in Reinhardt (2007), Zilch & Zehetmaier (2010) und Müller & Wiens (2016) behandelt. Ferner kann das Schwinden und Quellen eines Betonkörpers als lastunabhängige Verformung Grübl et al. (2001), Reinhardt (2007), Zilch & Zehetmaier (2010) oder Müller & Wiens (2016) entnommen werden.

### 3.3 Materialeigenschaften von Leichtbeton

#### 3.3.1 Allgemeines

Betone mit einer Trockenrohichte  $\rho \leq 2,0 \text{ kg/dm}^3$  werden in den heutigen Regelwerken üblicherweise als Leichtbetone bezeichnet. Grundsätzlich wird dabei zwischen Leichtbeton mit geschlossenem und porigem Gefüge unterschieden. Hierin werden ausschließlich Betone mit geschlossenem Gefüge behandelt, da nur diese die nach 2.6.2 erforderlichen Druckfestigkeiten erreichen können. Leichtbetone bestehen aus Zement, Gesteinskörnung und Wasser und sind von ihrer Zusammensetzung mit Normalbetonen vergleichbar. Zur Beeinflussung bestimmter Eigenschaften werden ggf. Betonzusatzmittel sowie -stoffe beigemischt. Der Hauptunterschied besteht in der verwendeten Gesteinskörnung, die aus leichten Materialien besteht. Eine umfassende Darstellung der möglichen Gesteinskörnungen und weiteren Bestandteilen von Leichtbeton ist in Faust (2003) gegeben.



*Abb. 3-13: Gefügedichter Leichtbeton Schnittbild*

Gegenüber Normalbeton ist bei Leichtbetonen üblicherweise eine höhere Temperatur während der Hydratation zu erwarten, da zumeist ein etwas höherer Zementanteil im Mischungsentwurf zu finden ist. Ein zu schnelles Abkühlen kann daher zu Oberflächenrissen, sogenannten Krakelées, führen. Daher ist es nach Grübl et al. (2001) empfehlenswert, mithilfe von längeren Ausschulfristen oder mit wärmedämmenden Matten eine zu schnelle Abkühlung insbesondere der Oberflächen zu verhindern. Darüber hinaus ist eine erhöhte Rissgefahr von Leichtbeton im jungen Betonalter aufgrund des plastischen Schwindens festzustellen. Das im Anschluss daran stattfindende Abfließen der Hydratationswärme kann ebenfalls zu einer Rissbildung führen. Aufgrund der geringeren Wärmeleitfähigkeit des Leichtbetons verläuft die Abkühlung zumeist deutlich verlangsamt gegenüber Normalbeton ab, dies kann nach Faust (2003) die negativen Effekte durch die höheren Temperaturspitzen infolge der stärkeren Hydratationswärme ausgleichen.

### 3.3.2 Festigkeit unter Druck- und Zugbeanspruchung

Bei Leichtbeton handelt es sich wie bei Normalbeton um einen inhomogenen Werkstoff. Es liegt daher nahe, auf die Betrachtungsebenen nach Wittmann (1983) zurückzugreifen (vgl. Abschnitt 3.2.2). Dabei wird das Tragverhalten des Betons bzw. Leichtbetons meist auf der *Meso*-Ebene beschrieben. In Abb. 3-15 ist der Lastabtrag in Abhängigkeit der Steifigkeit der Gesteinskörnung  $E_a$  und der Zementmatrix  $E_m$  dargestellt. Bei Normalbeton (Abb. 3-15, links) besitzt die Gesteinskörnung eine höhere Steifigkeit als die Zementsteinmatrix und es entstehen Querspannungen in der Zementmatrix aufgrund der Umlenkkräfte durch den Lastübertrag über die einzelnen Gesteinskörner. Je größer der Steifigkeitsunterschied ist, desto höher sind die entsprechenden Querspannungen. Unter der Annahme einer gleichen Steifigkeit der Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix würden keine Querspannungen entstehen und es würde ein quasi-homogenes Materialverhalten vorliegen (vgl. Abb. 3-15, mittig). Bei Leichtbetonen hingegen ist die Steifigkeit der leichten Gesteinskörnung niedriger als die der Zementsteinmatrix. Folglich bilden sich Lastpfade in der Zementsteinmatrix um die Gesteinskörnung herum. Dabei entstehen Quersugkräfte in der Zementsteinmatrix und durch die leichte Gesteinskörnung hindurch (vgl. Abb. 3-15, rechts). Hierdurch zeigt sich, dass bei Leichtbeton die Zugtragfähigkeit der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix maßgebend ist für die Tragfähigkeit unter Druckbelastung.

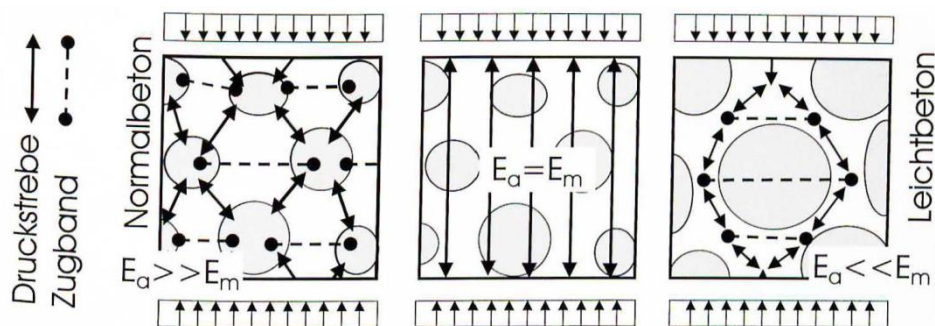


Abb. 3-14: Lastabtrag in Abhängigkeit der Steifigkeit der Gesteinskörnung  $E_a$  und der Zementmatrix  $E_m$  [Faust (2003)]

Die leichte Gesteinskörnung führt nach Faust (2003) zu einer besseren Verbundfestigkeit der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix für Leichtbetone gegenüber derjenigen für Normalbeton. Dafür sind drei Eigenschaften maßgeblich verantwortlich:

#### Saugfähigkeit:

Das in der Gesteinskörnung durch die erhöhte Saugfähigkeit gebundene Wasser kann zu einer Fortsetzung der Hydratation führen und ist mit einer inneren Nachbehandlung gleichzusetzen.

Puzzolanische Reaktivität: Durch einen hohen Siliziumoxid-Anteil der leichten Gesteinskörnung kann eine chemische Sekundärreaktion mit dem bei der Hydratation entstehenden Calciumhydroxid stattfinden. Hierdurch wird eine Tragfähigkeitssteigerung ermöglicht, die nach Zhang & Gjorv (1990) jedoch sehr gering ausfällt und vernachlässigt werden kann.

Oberflächenporosität: Wegen der hohen Oberflächenporosität der leichten Gesteinskörnung ist es möglich, dass Zementleim in die Poren eindringen kann. Dadurch stellt sich eine Verzahnung der Kontaktzone ein, was nach Zhang & Gjorv (1992) der höchste Traganteil der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein ist.

Entsprechend der umfassenden Zusammenstellung von Faust (2003) kann die Betondruckfestigkeit für Leichtbeton in Abhängigkeit der Probekörper wie folgt formuliert werden:

$$f_{lc,cyl} = 0,97 \cdot f_{lc,cube200} = 0,95 \cdot f_{lc,cube150} = 0,92 \cdot f_{lc,cube100} \quad Gl. 3-30$$

Da die LC-Elemente für den Stützen-Decken-Anschluss stets als erstes hergestellt werden müssen und zum Zeitpunkt der Prüfung deutlich älter als 28 Tage sind, ist die Festigkeitsentwicklung abgeschlossen und daher im vorliegenden Fall nicht von Interesse. Im Hinblick auf die Dauerstandsfestigkeit ist zu berücksichtigen, dass nach Weigler & Karl (1972) und Hoff (1994) nur mit bestimmten Gesteinskörnungen eine dem Normalbeton entsprechende Dauerfestigkeit erreicht werden kann. Üblicherweise wird auf ein Nachweis verzichtet und der Dauerstandsfaktor auf 0,75 nach DIN EN 1992-1-1 (2011) anstelle von 0,85 für Normalbeton verringert. Bei wechselnden Belastungsniveaus und hohen Lastspielen zeigt sich, dass das Ermüdungsverhalten des Leichtbetons nach Hoff (1994) demjenigen von Normalbeton entspricht. Insbesondere der linear-elastische Charakter der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bleibt erhalten.

Die zentrische Zugfestigkeit von Leichtbeton wird im Allgemeinen nicht direkt, sondern über die Prüfung der Spaltzugfestigkeit ermittelt, da die Versuchsdurchführung einfacher und der Einfluss der Eigenspannungen bei dieser Art des Testens zu vernachlässigen ist. Anhand von Gl. 3-31 kann die Spaltzugfestigkeit in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden:

$$f_{lctm} = 0,9 \cdot f_{lctm,sp} \quad Gl. 3-31$$

Nach Faust (2003) kann die Spaltzugfestigkeit aus der Druckfestigkeit errechnet werden. Dazu wertet Faust (2003) eine Vielzahl an Spaltzugprüfungen aus Literaturquellen aus.

Dabei zeichnet sich folgende Beziehung nach Gl. 3–32 zwischen der Spaltzugfestigkeit und der Druckfestigkeit für Leichtbetone ab.

$$f_{lcm,sp} = 0,254 \cdot f_{lc,cyl}^{2/3} \quad \text{Gl. 3–32}$$

Die zentrische Zugfestigkeit kann direkt aus der Zylinderdruckfestigkeit berechnet werden. Nach DIN EN 1992-1-1 (2011) wird dabei die Rohdichte über einen Abminderungsfaktor berücksichtigt (vgl. Gl. 3–33). Dies führt dazu, dass nach Norm die Leichtbetonzugfestigkeit bei mittleren und hohen Druckfestigkeiten eher überschätzt und bei niedrigen Festigkeiten unterschätzt wird. Nach Faust (2003) liegt für die untersuchten Messergebnisse eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Rechenwerten vor.

$$f_{lcm} = \left( 0,4 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2200} \right) \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{für } f_{ck} \leq C50/60$$
$$f_{lcm} = \left( 0,4 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2200} \right) \cdot 2,12 \cdot \ln \left[ 1 + (f_{cm}/10) \right] \quad \text{für } f_{ck} > C50/60$$

Gl. 3–33

Weiterhin konnte nachgewiesen werden, dass der obere bzw. untere charakteristische Wert der Zugfestigkeit mithilfe von Gl. 3–5 und Gl. 3–6 bestimmt werden kann. Insgesamt ist nach Müller & Wiens (2016) festzuhalten, dass die Zugfestigkeit von Leichtbeton gegenüber einem Normalbeton gleicher Druckfestigkeit meist geringer ist.

#### 3.3.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Elastizitätsmodul

Nach Faust (2003) gibt es drei wesentliche Aspekte, in der sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Leichtbeton von der eines Normalbetons gleicher Druckfestigkeit unterscheidet. Dazu gehören der niedrigere Elastizitätsmodul, der quasi-linear ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie und eine größere Sprödigkeit im Nachbruchbereich. In Faust (2003) werden Ansätze von Hansen (1960) und Nilsen et al. (1995) zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls verglichen, doch auch wenn diese zur Förderung der Vorstellungsgabe hilfreich sind, zeigen sie sich zur Abschätzung des Elastizitätsmoduls in einigen Bereichen als ungeeignet. Die größte Übereinstimmung ergibt sich durch die Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach Gl. 3–34 ausschließlich über die Betondruckfestigkeit und einen empirisch ermittelten Abminderungsfaktor  $\eta_E = (\rho/2200)^2$  nach DIN EN 1992-1-1 (2011).

$$E_{lcm} = \eta_E \cdot 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{lck} + 8} \quad \text{Gl. 3–34}$$

Dadurch, dass bei Leichtbeton im Gegensatz zu Normalbeton die Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix erst bei einem Belastungsniveau von 80 % bis 90 % entstehen, ist der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Beziehung linear. Bei Entlastung und Wiederbelastung bleibt diese Linearität vorhanden. Die Nicht-



linearität zeigt sich erst bei hohen Belastungsniveaus. Die dabei erkennbare Bruchdehnung entspricht der von Normalbeton. Bei Normalbeton wird bei Biegung eine Erhöhung der Bruchdehnung am Rand zugelassen, da eine Umlagerung zum unbelasteten Bereich erfolgen kann. Bei Leichtbeton ist nach Faust (2003) davon auszugehen, dass die zulässige Erhöhung der Bruchdehnung am Rand geringer sein muss als jene bei Normalbeton. Für eine belastbare Aussage bedarf es hierzu nach Faust (2003) weiterer Untersuchungen. Die größere Sprödigkeit im Nachbruchbereich ergibt sich wie bei hochfesten Betonen durch die Tatsache, dass die Gesteinskörnung aufgrund der vorherrschenden Zugspannungen an wenigen konzentrierten Stellen geradlinig aufreißt. Durch die entstehenden glatten Rissufer kann sich nur eine minimale Kraftübertragung durch eine Verzahnung im Riss einstellen [vgl. Faust (2003)].

### 3.3.4 Bruchenergie

Die Bruchenergie von Leichtbeton wird in Hordijk (1990) in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit bestimmt. Anhand von Versuchen erweiterte Walraven (1995) den Ansatz von Hordijk (1990). Dabei wird die Bruchenergie von Leichtbetonen mit Leichtsand überschätzt. Faust (2003) modifizierte den Ansatz von Hordijk (1990) dementsprechend zu folgendem Ansatz, der dem des Model Code 2010 (2013) entspricht.

$$G_{flc} = G_{FoA} + 0,016 \cdot f_{lctm} \quad \text{Gl. 3-35}$$

Dabei ist

$G_{FoA}$  = 0,024 N/mm für Leichtbeton mit normalgewichtigem Sand

= 0 N/mm für Leichtbeton mit leichtem Sand

$f_{lctm}$  mittlere Zugfestigkeit des Leichtbetons in N/mm<sup>2</sup>

### 3.3.5 Mehraxiales Spannungsverhalten

Nach Faust (2003) zeigt Leichtbeton ein zum Normalbeton ähnliches Verhalten unter zwei axialen Druckbeanspruchungen. Dabei gilt es zu beachten, dass aufgrund der leichten Gesteinskörnung nur eine geringere Traglaststeigerung erreicht werden kann als bei Normalbeton. Dies ist ähnlich zu Versuchen mit Hochleistungsbeton, bei dem ebenfalls eine geringere Traglaststeigerung möglich ist [vgl. Curbach & Hampel (1998)]. Die geringere Effektivität des Querdruckes lässt sich nach Faust (2003) durch eine geringere innere Widerstandsfähigkeit aufgrund der gegenüber Normalbeton weniger dichten, leichten Gesteinskörnung erklären. Für den Fall, dass zwei axialer Zug oder Druck und Zug kombiniert auftritt, ist festzustellen, dass diese unabhängig voneinander der einaxialen Druck- bzw. Zugfestigkeit gegenüber gestellt werden können und nahezu keine Kopplung stattfindet [vgl. Faust (2003)]. Triaxialtests zeigen, dass eine Festigkeitssteigerung für Leichtbeton geringer ausfällt als für Normalbeton. Nach Hoff (1992) konnte bei drei axialer

Druckbelastung von Leichtbeton eine Festigkeit gemessen werden, die der 1,67-fachen einaxialen Zylinderdruckfestigkeit entspricht, wohingegen bei normalfesten Betonen eine Steigerung der Festigkeit von  $\approx 5,0$  und bei hochfesten Betonen von  $\approx 3,0$  zu messen ist. Nach Scheerer (2009) ist es daher erforderlich, das Verhalten des Leichtbetons unter mehraxialen Druckspannungen gegenüber Normalbeton anzupassen und die Tragfähigkeit zu reduzieren. Folglich muss die festigkeitssteigernde Wirkung einer Umschnürungsbewehrung ebenfalls niedriger ausfallen. Mithilfe der Formulierung der Festigkeitssteigerung durch Umschnürungswirkung für Normalbeton nach dem Model Code 1990 (1993) und der Arbeit nach Bjerkeli et al. (1992) wurde folgende Gleichung zur Bestimmung der Druckfestigkeit bei vorhandener Umschnürungsbewehrung definiert, die auch in DIN EN 1992-1-1/NA (2013) enthalten ist. Dabei ist  $k = 1,1$  für Normalsand bzw.  $1,0$  für Leichtsand.

$$f_{lck,c} = f_{lck} \cdot \left( 1 + k \cdot \frac{\sigma_2}{f_{lck}} \right) \quad \text{Gl. 3-36}$$

#### 3.3.6 Weitere wesentliche Eigenschaften

Eine vollumfängliche Zusammenstellung der Eigenschaften von Leichtbeton ist in Faust (2003) zu finden. Hier wird nachfolgend auf das Querdehnungs- und Brandverhalten sowie Kriechen und Schwinden eingegangen.

##### Querdehnungsverhalten

Das Verhältnis zwischen Längs- und Querdehnung beträgt bei Leichtbeton 0,2 bis zu einem Belastungsniveau von etwa 70 % der Traglast. Ab dieser Grenze beginnt die Querdehnung aufgrund der Rissbildung ebenso wie bei Normalbeton überproportional zuzunehmen. Insgesamt ist bei Leichtbeton gegenüber Normalbeton jedoch eine höhere absolute Querdehnung zu verzeichnen, da aufgrund des geringeren Elastizitätsmoduls größere Längsdehnungen und somit proportional dazu größere Querdehnungen bei gleichem Belastungsniveau auftreten.

##### Brandverhalten

Nach Grübl et al. (2001) entstehen im Lastfall Brand üblicherweise geringere Beanspruchungen gegenüber Normalbeton, da die Wärmeleitfähigkeit kleiner, die Wärmedehnzahl geringer, und eine größere Verformbarkeit vorhanden ist. Bei noch nicht ausreichend ausgetrockneten Proben, welche noch viel Wasser in den Poren enthielten, sind durch den Wasserdampfdruck große Abplatzungen aufgetreten [vgl. Krampf (1970)]. Der entstehende Dampfdruck kann durch die Verwendung von Polypropylenfasern verringert werden, da diese im Brandfall schmelzen und sich der Dampfdruck in die entstehenden Hohlräume ausbreiten und der Leichtbeton vor Abplatzungen geschützt werden kann [vgl.

Jensen et al. (1995) und Diederichs et al. (1993)]. Durch die Verwendung von Polypropylenfasern werden künstliche Mikrorisse initiiert, die dazu führen, dass sich die Druckfestigkeit moderat verringert und die Krümmung auf dem ansteigenden Ast der Spannungs-Dehnung-Beziehung etwas stärker ausfällt.

#### Kriechen

Das Kriechen des Leichtbetons liegt in der gleichen Größenordnung wie das Kriechen des Normalbetons. Aufgrund des höheren Feuchtegehaltes und der weicheren Zuschläge ist i. d. R. eine etwas höhere Kriechverformung bei Leichtbetonen zu messen [vgl. Faust (2003)]. Die Kriechzahl ist jedoch bei Leichtbeton geringer als bei Normalbeton [vgl. Müller & Wiens (2016)].

#### Schwinden

Das Schwinden erzeugt einen Eigenspannungszustand im Querschnitt. Leichtbetone sind hierfür besonders anfällig, da die Wasserreservoirs in den Poren der Gesteinskörnung den Leichtbeton im Inneren feucht halten und die oberflächennahen Bereiche daher wesentlich schneller auf die Luftfeuchtigkeit austrocknen. Insgesamt ist das Endschwindmaß eines Leichtbetons nach Grübl et al. (2001) um etwa 20 % höher als das eines Normalbetons. Ein Modell für den zeitlichen Verlauf des Schwindens kann in Kvitsel (2011) nachgelesen werden.

### **3.4 Materialeigenschaften von UHPC**

#### **3.4.1 Allgemeines**

In den Versuchen wurde auf die Ausbildung einer Deckenplatte verzichtet. Um ein Versagen in diesem Bereich zu verhindern, wurde dafür zum Teil UHPC eingesetzt. Für den Stützen-Decken-Anschluss selbst ist dieser nicht vorgesehen. Die besondere Eigenschaft des UHPC ist die sehr dichte Gefügestruktur und die daraus resultierende hohe Festigkeit. Eine ausführliche Darstellung zur stofflichen Zusammensetzung und dem Verhalten des ultrahochfesten Frisch- und Festbetons kann DAfStb - Heft 561 (2008) und Ewert et al. (2009) entnommen werden. Genau wie für Normalbeton kann nach DAfStb - Heft 561 (2008) für UHPC eine Querdehnzahl von 0,20 verwendet werden.

#### **3.4.2 Festigkeit unter Druck- und Zugbeanspruchung**

Die normativen Regelungen nach DIN EN 1992-1-1 (2011) gestatten Druckfestigkeiten von  $f_{ck} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ . Die Zylinderdruckfestigkeit von UHPC entsprechend der Referenzmischungen nach dem DFG SPP 1182 liegen nach Wefer (2010) bei  $f_{c,cyl} = 150 - 250 \text{ N/mm}^2$ . Dabei werden die Festbetoneigenschaften u. a. durch das Mischregime bzw. die Mischleistung beeinflusst [vgl. Mazanec (2008)]. Durch die Zugabe von

Fasern kann die Druckfestigkeit um ca. 10 - 15 % gesteigert werden [vgl. Fehling et al. (2005)]. Bis zu einer Spannung von 80 % der Druckfestigkeit verhält sich UHPC nahezu linear-elastisch, danach flacht die Spannungs-Dehnungskurve zusehends ab (vgl. Abb. 3-15). Das Versagen tritt wie bei den hochfesten Betonen schlagartig ein, hierbei wird eine Bruchdehnung von  $\varepsilon_{cl} = 3,5 - 4,5 \text{ ‰}$  erreicht. Durch die Zugabe von Fasern verändert sich der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nicht. Die Fasern verbessern in erster Linie das Nachbruchverhalten, das der UHPC bei den in Kapitel 4 vorgestellten Versuchen nicht erreicht.

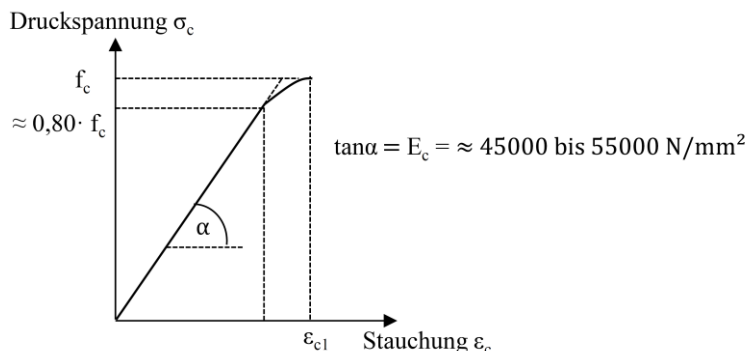


Abb. 3-15: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von UHPC [Grziwa (2017)]

Wie in Abschnitt 3.2 erläutert, ist die Zugfestigkeit des Betons im Allgemeinen von zentraler Bedeutung. Das Tragverhalten von UHPC entspricht dem von hochfestem Normalbeton, bei dem aufgrund der Risse durch die Gesteinskörnung ein sprödes Verhalten zu beobachten ist. Auch bei UHPC gilt, dass der Messwert der Zugfestigkeit neben den Materialeigenschaften von weiteren Faktoren, wie z. B. der Prüfkörpergeometrie, dem Versuchsstand, der Lastaufbringung der Prüfmaschine sowie der Faserschlankheit und -geometrie abhängig ist. Für UHPC ohne Fasern, wie er bei den vorliegenden Untersuchungen verwendet wurde, ergibt sich nach Leutbecher (2007) eine zentrische Zugfestigkeit von  $f_{ct} = 7 - 10 \text{ N/mm}^2$ . Dabei sind die Spaltzugfestigkeit und die zentrische Zugfestigkeit nach DAfStb - Heft 561 (2008) i. d. R. gleich groß.

#### 3.4.3 Elastizitätsmodul

Die hohe Gefügedichte von UHPC führt gegenüber normalfestem Beton zu einer höheren Steifigkeit. Durch ausführliche Untersuchungen für die Referenzmischungen nach dem DFG SPP 1182 ( $f_{c,cyl} = 150 - 250 \text{ N/mm}^2$ ) konnte Tue et al. (2006) ein mittleres Elastizitätsmodul von  $E_{cm} = 45.000 - 60.000 \text{ N/mm}^2$  messen. Eine Steigerung um 15 % - 20 % kann durch steifere Gesteinskörnungen wie Bauxit erreicht werden. Bei einer Steigerung der Druckfestigkeit von UHPC nimmt der E-Modul nur unterproportional zu. Eine Übersicht verschiedener Ansätze zur Ermittlung des E-Moduls für UHPC ist in Heimann (2013) zu finden. Ein Vergleich der Steifigkeit von UHPC im Hinblick auf andere Werkstoffe kann Jungwirth (2006) entnommen werden.

### 3.5 Materialeigenschaften Beton- und Edelstahl

#### 3.5.1 Festigkeit unter Druck- und Zugbeanspruchung

Im Stahlbetonbau werden auftretende Zugkräfte in Bauteilen i. d. R. von eingelegter Bewehrung aufgenommen, da die Zugfestigkeit von Beton gering ist. Als Bewehrung werden im Allgemeinen naturharte, kaltverformte und wärmebehandelte Stähle eingesetzt. Bei den naturharten Stählen werden die Festigkeitseigenschaften nur durch die chemischen Eigenschaften bestimmt. Während bei kaltverformten Betonstählen durch eine Veränderung der kristallinen Struktur mittels Ziehen, Kaltwalzen oder Tordieren eine Festigkeitssteigerung erreicht wird, erfolgt die Erhärtung bei wärmebehandelten Stählen i. d. R. durch mehrmaliges Abschrecken im Wasserbad und anschließender Wiedererwärmung. Unabhängig von der Stahlgüte und Herstellungsart zeigen alle Betonstähle bis zum Erreichen der Streckgrenze  $f_y$  ein annähernd linear-elastisches Verhalten und besitzen im Mittel einen Elastizitätsmodul von  $E_s = 200.000 \text{ MN/m}^2$ . Bei Überschreiten der Streckgrenze unterscheiden sich die Spannungs-Dehnungs-Linien wärmebehandelter und kaltverformter Stähle. Naturharter und wärmebehandelter Betonstahl weist ein ausgeprägtes Fließplateau mit anschließender Verfestigung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit  $f_t$  auf (siehe Abb. 3-16, links), während kaltverformter Betonstahl kontinuierlich in den Verfestigungsbereich übergeht (siehe Abb. 3-16, rechts).

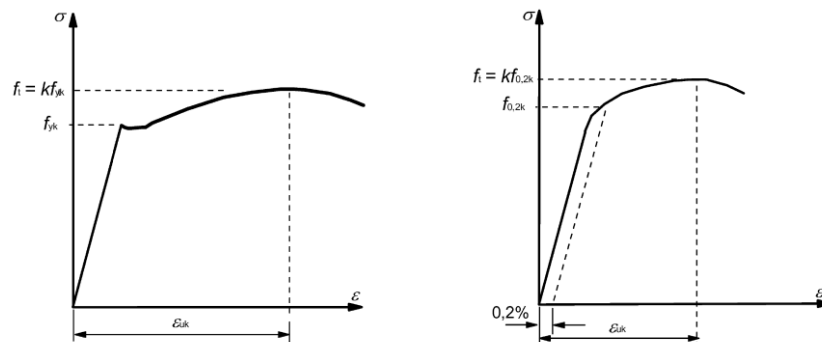


Abb. 3-16: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von warmgewalztem (links) und kaltverformtem (rechts) Stahl nach DIN EN 1992-1-1 (2011)

Als Bruchdehnung  $\varepsilon_u$  wird die Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit  $f_t$  definiert. Da bei kaltverformten Betonstählen kein ausgeprägtes Fließplateau festzustellen ist, wird üblicherweise die Spannung bei 0,2 % bleibender Dehnung als Fließgrenze  $f_{0,2}$  definiert. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit beginnt sich der Stahl an seiner schwächsten Stelle einzuschnüren, dabei verringert sich der zur Verfügung stehende Querschnitt und die Zugtragfähigkeit fällt schnell ab, was letztendlich zum Bruch führt. Der Betonstahl besitzt auf der Druck- ähnliche Eigenschaften wie auf der Zugseite, daher kann von analogen Materialkennwerten ausgegangen werden. Zur genaueren Erfassung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Betonstahl kann eine von DAfStb - Heft 179 (1966) vorge-

schlagene und von Kreller (1989) erweiterte Exponentialfunktion verwendet werden. Im Zuge dieser Arbeit wird der Ansatz einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Betonstahl entsprechend der gängigen Normenwerke als eine ausreichende Näherung angesehen.

Für die Verbügelung des Anschlusselementes aus Leichtbeton wird aus thermischen Gründen Bewehrung aus Edelstahl verwendet. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Edelstahl ist ähnlich der von kaltverformtem Betonstahl ohne ausgeprägte Streckgrenze, jedoch mit deutlich höherer Festigkeit. Die Linearität der Spannungs-Dehnungs-Linie ist jedoch nur bis zu einer Festigkeit von etwa 50 % der Streckgrenze gegeben. Ab dieser Grenze nimmt die Dehnung überproportional zu (vgl. Abb. 3-17).

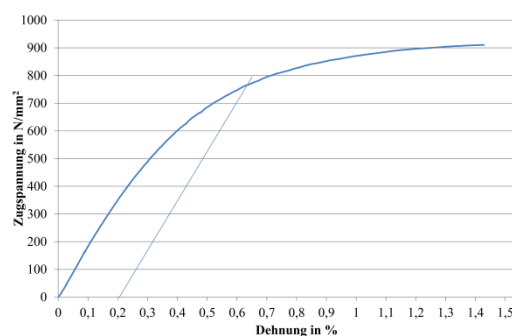


Abb. 3-17: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Edelstahl im Zugversuch aus Versuchsreihe 1

#### 3.5.2 Verbund

Die Fähigkeit, zwischen Beton und Bewehrung Kräfte zu übertragen, wird mit Verbund bezeichnet. Zumeist ist die Oberfläche des Betonstahls mit Rippen versehen, um einen besseren Verbund zwischen Bewehrung und Beton zu ermöglichen. Die Verbundwirkung wird durch die Relativverschiebung des Bewehrungsstabes zum umliegenden Beton (Schlupf) aktiviert und besteht üblicherweise aus drei Mechanismen: Haftung, Reibung und mechanischer Verzahnung. Der Haftverbund entsteht durch Adhäsion. Dabei verliert die Adhäsion bereits bei minimalen Relativverschiebungen ihre Wirkung. Nach Überschreiten der Haftung werden die Reibverbundspannungen aktiviert, die nach Zilch & Zehetmaier (2010) nahezu unabhängig von der Größe des Schlupfes sind. Bei gerippten Betonstählen wird der Hauptteil der Verbundtragwirkung durch direkten Druckkontakt zwischen Rippen und Betonzähnen übertragen. Die maximale Verbundtragwirkung ist erreicht, wenn diese Betonzähe auf Druck versagen oder vom restlichen Beton abscheren. An diesen Bruch anschließend können weiterhin Reibverbundspannungen aktiviert werden, während der Betonstahl aus dem Beton gezogen wird. Für die Bemessung und Berechnung von Stahlbetonbauteilen wird die Tragfähigkeit des Verbundes aller drei Mechanismen zu einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zusammengefasst. Mit diesen Verbundgesetzen wurde sich in der Wissenschaft eingehend beschäftigt [u. a. DAfStb

Heft 138 (1961), DAfStb - Heft 228 (1973), DAfStb - Heft 296 (1978), Eligehausen et al. (1983), DAfStb - Heft 394 (1988), DAfStb Heft 466 (1996)]. Dabei wurde aufbauend auf den Verbundgesetzen von Eligehausen et al. (1983) die folgende Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Model Code 1990 (1993) abgeleitet.

$$\tau_b(s) = \begin{cases} \tau_{b,\max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha & \text{für } 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{b,\max} & \text{für } s_1 < s \leq s_2 \\ \tau_{b,\max} - \frac{\tau_{b,\max} - \tau_f}{s_3 - s_2} (s - s_2) & \text{für } s_2 < s \leq s_3 \\ \tau_f & \text{für } s_3 < s \end{cases} \quad \text{Gl. 3-37}$$

Die Kennwerte der idealisierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Model Code 1990 (1993) sind in Tabelle 3-3 dargestellt. In Abb. 3-18 ist eine realistische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung qualitativ und im Vergleich dazu die Annäherung nach Model Code 1990 (1993) dargestellt.

Tabelle 3-3: Kennwerte der idealisierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für gerippten Betonstahl nach Model Code 1990 (1993)

	Ausreichende Betondeckung			
	Nicht vorhanden <sup>A</sup>		Vorhanden <sup>B</sup>	
Verbundbedingungen	gut	mäßig	gut	mäßig
$s_1$ in mm	0,6	0,6	1,0	1,0
$s_2$ in mm	0,6	0,6	3,0	3,0
$s_3$ in mm	1,0	2,5	lichter Rippenabstand	lichter Rippenabstand
$A$	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{\max}$	$2,0 \cdot (f_{ck})^{0,5}$	$1,0 \cdot (f_{ck})^{0,5}$	$2,5 \cdot (f_{ck})^{0,5}$	$1,25 \cdot (f_{ck})^{0,5}$
$\tau_f$	$0,15 \cdot \tau_{\max}$	$0,15 \cdot \tau_{\max}$	$0,40 \cdot \tau_{\max}$	$0,40 \cdot \tau_{\max}$

<sup>A</sup> Verbundversagen durch Trennriss in Stablängsrichtung  
<sup>B</sup> Verbundversagen durch Abscheren der Betonkonsolen

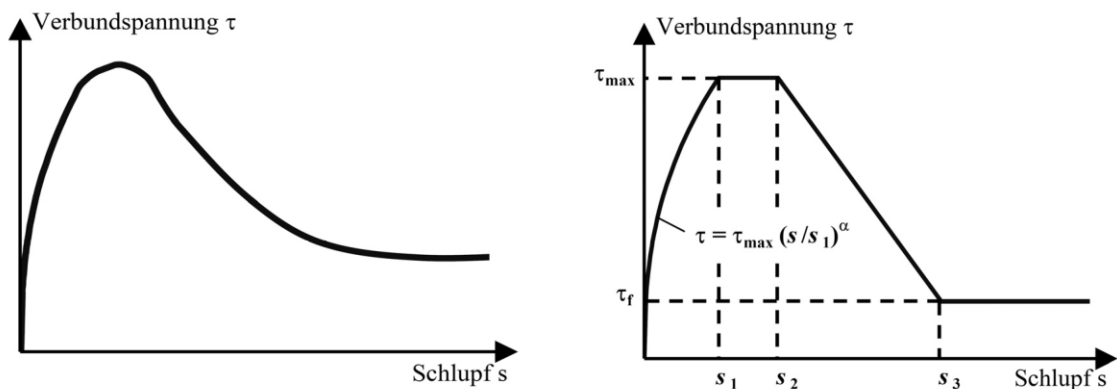


Abb. 3-18: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für gerippten Betonstahl nach Model Code 1990 (1993)

Durch Sigrist (1995), Alvarez (1998) und Marti et al. (1998) konnte gezeigt werden, dass die Abbildung des Riss- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Verwendung einer konstanten, schlupfunabhängigen Verbundspannung näherungsweise möglich ist. Daher wird in den aktuell gültigen Normenwerken üblicherweise eine, vom Schlupf unabhängige, konstante Verbundspannung für gerippten Betonstahl, wie z. B. nach DIN EN 1992-1-1 (2011), definiert.



## **4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZUM TRAGVERHALTEN DES STÜTZEN-DECKEN-ANSCHLUSSES**

### **4.1 Einführung**

In Abschnitt 2.5 wird das Tragverhalten von Stützen-Decken-Knoten behandelt. Dabei zeigt sich, dass für den Deckenknoten und die Stütze oberhalb der Decke eine wissenschaftlich fundierte Beschreibung des Tragverhaltens vorhanden ist, die für den Stützen-Decken-Knoten mit dem Anschlusselement zur bauteilintegrierten thermischen Trennung verwendet werden kann. Daher ist unter Verwendung des Anschlusselementes ausschließlich das Tragverhalten des Gesamtsystems unterhalb der Deckenunterkante unbekannt, zu dessen Untersuchung ein ausführliches Testprogramm entwickelt wurde. In Abschnitt 4.2 wird auf die Konzeption der experimentellen Untersuchung eingegangen und die Untersuchungsparameter der einzelnen Versuchsreihen erläutert. Eine Darstellung der Herstellung erfolgt in Abschnitt 4.3. Der für die Versuche verwendete Versuchsstand, die Versuchsdurchführung und die Messeinrichtung sind in Abschnitt 4.4 beschrieben. Eine Vorstellung der Ergebnisse der Materialprüfungen enthält Abschnitt 4.5. Dabei wird erläutert, wie aus den einzelnen Prüfwerten die Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt bestimmt werden. Die Ergebnisse der fünf Versuchsreihen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses werden in Abschnitt 4.6 vorgestellt. Dieser Abschnitt enthält ebenfalls die Prüfergebnisse der Tragfähigkeit von drei Anschlusselementen aus Leichtbeton, an denen die Materialparameter für die Modellierung der Eigenschaften des Leichtbetons kalibriert werden. Abschnitt 4.7 enthält eine Auswertung der Versuche im Hinblick auf die untersuchten Parameter. Abschließend sind in Abschnitt 4.8 die versuchstechnisch gewonnenen Erkenntnisse dieses Kapitels zusammengefasst.

### **4.2 Untersuchungskonzept und -parameter**

#### **4.2.1 Allgemeines**

Untersuchungsgegenstand der experimentellen Versuche ist der Bereich unterhalb der Decke, also das Anschlusselement aus Leichtbeton und der Übergangsbereich zur Stahlbetonstütze. Die Stützen, für die eine thermische Trennung vorgesehen ist, befinden sich vorwiegend in Tiefgaragen zu denen die Außenluft Zugang hat. Daher sind nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) die Expositionsklassen XC3 (ggf. XC4) zur Berücksichtigung von Bewehrungskorrosion ausgelöst durch Betonkarbonatisierung und XF1 (ggf. XF2) infolge Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel sowie ggf. XD1 im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen und/oder XS1 bei Bauteilen in Küstennähe mit salzhaltiger Luft zu berücksichtigen. Daraus ergibt sich eine Mindestfestigkeitsklasse für den Beton von C25/30 (ggf. C35/45) und eine Betondeckung  $c_{nom}$  von mind. 35 mm (40 mm bis 55 mm).

Da in der Praxis häufiger quadratische als runde Stützen zu finden sind, wurde ein praxis-relevanter quadratischer Querschnitt mit einer Querschnittsabmessung von 25 cm x 25 cm für die Versuchskörper gewählt.

Das Anslusselement aus Leichtbeton (kurz: LC-Element) wird entsprechend der Querschnittsabmessung der Stütze zu 25 cm x 25 cm gewählt. Ausgehend von den Systemvorgaben nach Abschnitt 2.2 ist die Dicke des LC-Elementes auf 10 cm festgelegt. Des Weiteren wurde in dem LC-Element auf halber Höhe ein Bügel angeordnet, um die stärkere Querdehnung des Leichtbetons aufgrund dessen niedrigeren Elastizitätsmoduls zu verhindern und die Tragfähigkeit des LC-Elementes zu steigern (vgl. Abschnitt 3.3). Zur Verringerung der Wärmeverluste wird ein Bügel aus Edelstahl mit einem Durchmesser von 10 mm verwendet. Nach den Rechenvorschriften nach Häupl et al. (2017) ergibt sich für die 1 cm dicke Schicht in dem der Bügel liegt eine mittlere Wärmeleitfähigkeit  $\lambda = 2,8 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ . Unter Berücksichtigung von Gl. 2–5 ergibt sich eine Gesamtwärmeleitfähigkeit des mehrschichtigen Aufbaus bestehend aus 9 cm Leichtbeton und 1 cm Leichtbeton mit Edelstahlbügel von  $\lambda = 0,53 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ . Entsprechend der identifizierten Einbau-Variante nach Abschnitt 2.7 ist im LC-Element eine Rüttelöffnung zur Nachverdichtung der Stahlbetonstütze bzw. eine Vergussöffnung zum Einfüllen des Quells Mörtels vorzusehen (vgl. Abb. 4-1). Diese wurde mit einem Durchmesser von 75 mm ausreichend groß gewählt, um übliche Innenrüttler durchführen zu können. Durch den Herstellungsprozess ist das LC-Element an der Unterseite glatt und an der Oberseite rau (vgl. Abb. 4-2). In Abb. 4-1 ist die Einbauhilfe bestehend aus vier GFK-Bewehrungsstäben dargestellt. Mit diesen Stäben kann das LC-Element an der Stützenbewehrung auf der Soll-Höhenlage fixiert werden. Nach Graubner et al. (2018) können aus thermischen Gründen nur GFK-Stäbe verwendet werden, da diese die geringste thermische Leitfähigkeit besitzen. Hierbei wurde das Produkt ComBar der Fa. Schöck Bauteile GmbH mit einem Durchmesser von 18 mm verwendet. Dabei kann der ComBar-Bewehrungsstab gemäß seiner Zulassung keine Druckkräfte übertragen. Im Zuge der experimentellen Untersuchung wird geprüft, ob sich die Verwendung der Einbauhilfe auf die Traglast auswirkt.

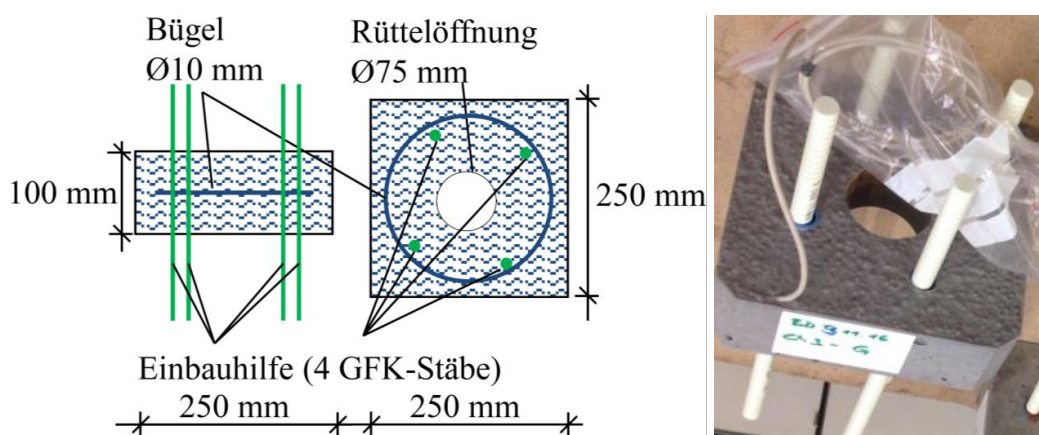


Abb. 4-1: Darstellung des LC-Elementes (Geometrie, links und Element inkl. Einbauhilfe, rechts)

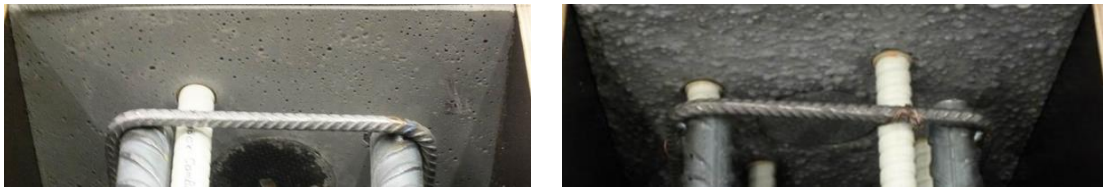


Abb. 4-2: Detailansicht der Oberflächen des LC-Elementes (Unterseite, links und Oberseite, rechts)

Um den Einbau in die Schalung bei üblichen Bautoleranzen zu ermöglichen, ist eine Verkleinerung des LC-Elementes notwendig. Daher wurde das Element ab Versuchsreihe 5 der experimentellen Versuche mit 24,4 cm Seitenlänge anstelle von 25 cm ausgeführt. Der geringere Umfang des Elementes von 97,6 cm gegenüber dem Stützenumfang von 100 cm führt nach der in Abschnitt 2.5.5 durchgeführten Untersuchung zu einer Erhöhung der Einwirkung bei dem Nachweis gegen das Durchstanzen um 0,8 % und kann vernachlässigt werden. Daher ergeben sich aus der verringerten Breite des LC-Elementes keine relevanten Auswirkungen auf die Deckenstatik.

Die Versuchskörper sind mit Bügeln mit einem Durchmesser von 8 mm alle 80 mm bei einer Betondeckung  $c_{nom} = 40$  mm sowie einer Längsbewehrung von 4 Ø 25 oder 4 Ø 14 bewehrt (vgl. Abb. 4-3). Als Bewehrung wurde ein Betonstahl BSt 500 verwendet. Wie in Kapitel 2 gezeigt wurde, darf die Längsbewehrung nicht durch das LC-Element geführt werden und muss somit unterhalb des LC-Elementes enden. Zur Berücksichtigung praxisüblicher Bautoleranzen von  $\approx 20$  mm muss die Längsbewehrung planmäßig 20 mm unterhalb des Anschlusselementes enden. Hierdurch entsteht ein unbewehrter Bereich, dessen Dicke mit  $a$  bezeichnet wird. Zugleich ist die Dicke des unbewehrten Bereichs Gegenstand der Untersuchung, da mit zunehmender Dicke eine geringere Tragfähigkeit zu erwarten ist. Die Längsbewehrung wird zu Beginn bis planmäßig  $a = 25$  mm von unten an das LC-Element herangeführt, sodass die Bewehrung bei der genannten Toleranz von 20 mm nicht in direktem Kontakt zu dem LC-Element steht. Ab Versuchsreihe 3 wird der maximale Abstand  $a = 40$  mm (20 mm Soll-Lage plus 20 mm Bautoleranz) untersucht, da die Tragfähigkeit mit zunehmender Dicke des unbewehrten Bereichs abnimmt. In der Decke oberhalb des Anschlusselementes liegt ein gleich großer unbewehrter Bereich vor. Die Längsbewehrung wird am Fußpunkt der Stütze direkt an die Schalung herangeführt, um einen Kontaktabtrag über die Stirnfläche der Längsbewehrung in das Linien-Kipplager zu ermöglichen, sodass die Bewehrung vollständig aktiviert und die volle Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze gewährleistet bleibt. Zusätzlich wird der Fußpunkt der Stütze mit einem Bügel verstärkt, der einen Querdruck durch eine Querdehnungsbehinderung erzeugt. Beide Maßnahmen zusammen führen dazu, dass in allen Versuchen kein Versagen im Lastenleitungspunkt am Stützenfuß eintritt.

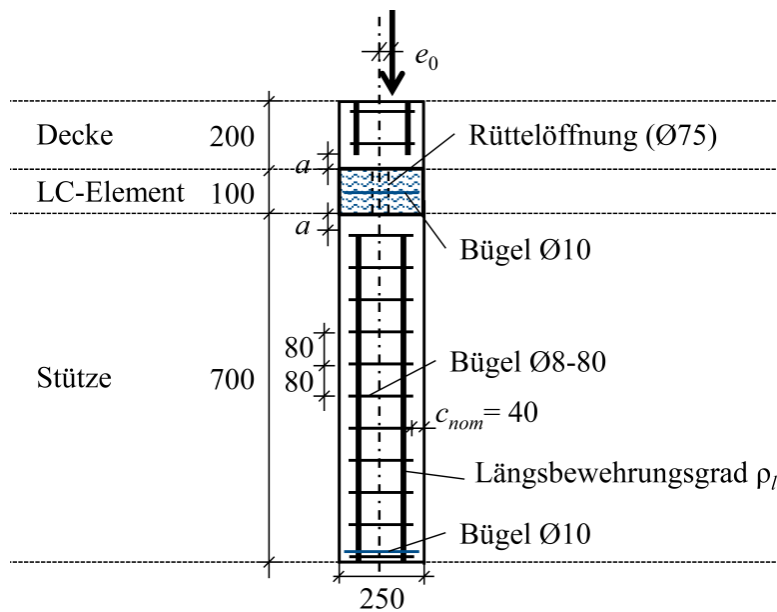


Abb. 4-3: Versuchskörpergeometrie mit LC-Element in mm

Ziel der Prüfung ist es, die Querschnittstragfähigkeit der ungestörten Stahlbetonstütze zu erreichen, daher ist die Höhe der Stahlbetonstütze so klein zu wählen, dass keine nennenswerten Verformungen nach Th. II. Ordnung auftreten. Zugleich ist die Höhe der Stahlbetonstütze so groß zu wählen, dass sich der Einflussbereich des unteren Lagers und der Einflussbereich der Kontaktzone zwischen der Stahlbetonstütze und dem LC-Element nicht überschneiden. Dabei ist eine Mindestlänge der Stahlbetonstütze nach dem St. Venant'schen Störbereich von mehr als der zweifachen Querschnittsabmessung der Stahlbetonstütze einzuhalten. Die Höhe der Stahlbetonstütze wurde zu 70 cm ( $\geq 2 \cdot a_{\text{Stütze}} = 50 \text{ cm}$ ) gewählt. Um eine direkte Lagerung des LC-Elementes an einer Stahlplatte wegen der tragfähigkeitssteigernden und günstigen Wirkung zu vermeiden, wird die Decke auf der sicheren Seite liegend mit einer Deckenstärke von 20 cm als Teil des Versuchskörpers mit abgebildet. Inklusive LC-Element ein 100 cm langer Stützenprüfkörper. Das Deckenelement wird hierbei aus einem hochfesten oder ultra-hochfesten Beton mit den gleichen Außenabmessungen ausgeführt wie die Stütze. Die Behinderung der Querdehnung wird im Versuch i. d. R. auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Der Bereich der Decke der Versuchsreihe 5 ist in hochfestem Beton ausgeführt und wurde mittels einer Umschnürung (vgl. Abb. 4-4) zur Erzielung eines mehraxialen Druckspannungszustandes verstärkt. Hierbei wurden vier Schrauben mit jeweils 100 Nm vorgespannt, um eine Querdruckspannung von  $\approx 10 \text{ N/mm}^2$  zu erreichen. Zwischen der Umschnürung und dem Beton wurden dünne Elastomere platziert, um Beschädigungen durch Spannungsspitzen zu vermeiden. Der hierdurch ggf. erzielte traglaststeigernde Effekt ist geringer als derjenige, der von einer Deckenplatte erzeugt wird und liegt somit auf der sicheren Seite.



Abb. 4-4: Umschnürung der Stütze im Bereich der Decke

Die hierin behandelten Stützen werden im Bauwerk planmäßig nur zentrisch beansprucht. Aufgrund unterschiedlicher Deckenspannweiten und -belastungen können jedoch Biegemomente am Kopf- bzw. Fußpunkt der Stütze auftreten. Normativ wird dies über den Ansatz einer Mindestexzentrizität  $e_0 = 20$  mm der Normalkraft für planmäßig zentrisch belastete Querschnitte nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013), Abschnitt 6.1(4) berücksichtigt. In Graubner et al. (2016) konnte gezeigt werden, dass unter Einhaltung definierter Randbedingungen die maximale Exzentrizität in Bauwerken unterhalb dieser Mindestexzentrizität liegt. Die Versuchskörper werden daher mit einer exzentrischen Normalkraft mit der normativen Mindestexzentrizität von  $e_0 = 20$  mm belastet. Nur bei den Versuchskörpern V1.1 bis V1.5 (Variation der Exzentrizität) und V5.18 bis V5.20 (zweiachiale Exzentrizität) wird davon abgewichen.

Im Zuge des Versuchsprogrammes (siehe Tabelle 4–1) werden die Auswirkungen einer Änderung der Exzentrizität der Belastung, der Betonfestigkeit und des Bewehrungsgrades der Stahlbetonstütze getestet. Die Ausbildung der Decke erfolgt ab Versuchsreihe 2 in hoch- oder ultrahochfestem Beton, um das Versagen unterhalb des Anschlusselementes zu gewährleisten. Entsprechend der Untersuchungen zur Kontaktzone nach Abschnitt 2.7 wird im Zuge einer Versuchsreihe untersucht, wie sich eine zentrale Fehlstelle von 10 cm x 10 cm in der Kontaktzone auf die Traglast auswirkt. Des Weiteren wird zwischen einer liegenden Herstellung und der stehenden Herstellung, entsprechend der Umsetzung in der Baupraxis, unterschieden. Die Art der Belastung wird im Zuge der Versuchsdurchführung nach Versuchsreihe 4 auf Versuchsreihe 5 geändert, eine Erläuterung hierzu ist in Abschnitt 4.4.2 zu finden.

Bei näherer Untersuchung des mittleren Normalkraftwiderstandes  $N_{Rm}$  bei zentrischer Belastung ergibt sich die in Abb. 4-5 in schwarz dargestellte Verteilung über den Stützen-Decken-Anschluss unter Vernachlässigung festigkeitssteigernder Effekte, wie Teilflächenpressung oder Umschnürungsbewehrung. Die rot dargestellte Festigkeitssteigerung wird durch eine Umschnürungswirkung der Zusatzbügel erzeugt.

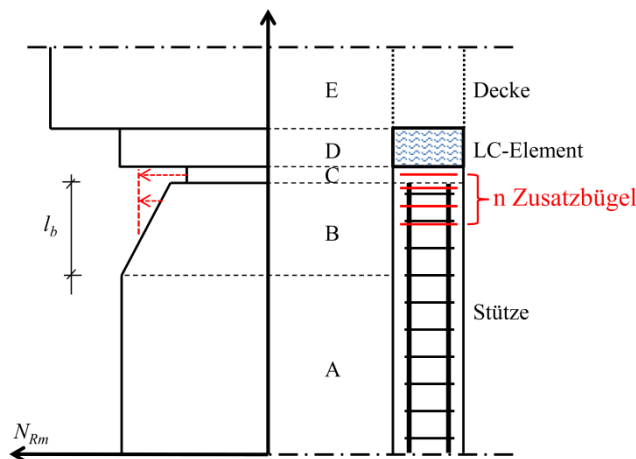


Abb. 4-5: Mittelwert des Normalkraftwiderstandes ( $N_{Rm}$ ) über die Stützhöhe ohne Querdruck- oder Querspannungen (schwarz) und inkl. Erhöhung durch Zusatzbügel (rot), unmaßstäblich

Beginnend von unten gibt es folgende Bereiche:

- A  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{cm} + A_s \cdot f_{sm}$
- B Der Stahl gibt seine Last über Verbundspannungen an den umgebenden Beton ab. Im Übergangsbereich zwischen „B“ & „C“ folgt ein Sprung, der den Lastabtrag über den Spitzendruck der Längsbewehrung darstellt.
- C  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{cm}$
- D  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{icm}$
- E Tragfähigkeit im Bereich der Decke ausreichend hoch (vgl. Abschnitt 2.5.5)

Im Idealfall ist die Tragfähigkeit des LC-Elementes unter Berücksichtigung der Rüttelöffnung (Bereich „D“) so groß, wie die Tragfähigkeit der Stahlbetonstütze im Bereich „A“. Hierzu ist die Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs „C“ und des Verbundbereichs „B“ durch eine Querdehnungsbehinderung des Betons durch Zusatzbügel aus Edelstahl zu erhöhen (vgl. Abb. 4-5, rot). Diese dürfen unter Einhaltung der normativen Betondeckung für eine Stahlbetonstütze mit Zugang zu Außenluft 21 cm x 21 cm groß sein. Dabei wird die Interaktion der Zusatzbügel und des LC-Elementes überprüft.

### 4.2.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasst insgesamt 37 Einzelversuche. Davon dienen 29 Versuche der Untersuchung des Tragverhaltens des Stützen-Decken-Anchlusses und 8 durchgehend bewehrte Stahlbetonstützen als Referenzversuche zur Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze. Ziel der Untersuchungen ist es, die maximale Traglast unter einer exzentrisch wirkenden Normalkraft zu bestimmen und das entsprechende Versagensbild aufzuzeichnen. Das vollständige Versuchsprogramm der fünf Ver-

## 4 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses

suchsreihen ist in Tabelle 4–1 zusammengefasst, wobei die folgenden Parameter variiert wurden:

- Exzentrizität der Belastung
- Betonfestigkeit  $f_{cm}$
- Anordnung von Zusatzbügel
- Abstand  $a$  vom Ende der Längsbewehrung zum Anschlusselement (oben und unten)
- Ausbildung der Decke
- Verwendung des LC-Elementes
- Längsbewehrungsgrad  $\rho_{L,Stütze}$
- Ausführung der Rüttelöffnung
- Art der Herstellung der Stützen
- Fehlstellen in der Kontaktzone
- Art der Belastung
- Anordnung der Einbauhilfe

Tabelle 4–1: Versuchsprogramm

Bezeichnung	Exzentrizität in mm	Einbauhilfe	$f_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>	Zusatzsatzbügel	Abstand $a$ in mm (unten/oben)	LC-Element	$\rho_{L,Stütze}$	Rüttelöffnung erfüllt	Art der Herstellung	Art der Belastung	Fehlstellen in der Kontaktzone	Ausbildung der Decke
V1.1	0	ja	>45	-	25/25	ja	3 %	nein	liegend	einfach	nein	hochfest
V1.2	20	ja	>45	-	25/25	ja	3 %	nein	liegend	einfach	nein	hochfest
V1.3+V1.4	42	ja	>45	-	25/25	ja	3 %	nein	liegend	einfach	nein	hochfest
V1.5	42	nein	>45	-	25/25	ja	3 %	nein	liegend	einfach	nein	hochfest
V2.1	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	-	25/25	nein	3 %	- <sup>9</sup>	liegend	einfach	nein	UHPC
V2.2	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	4	25/25	nein	3 %	- <sup>9</sup>	liegend	einfach	nein	UHPC
V3.1	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	-	40/40	ja	3 %	nein	liegend	einfach	ja	UHPC
V3.2	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	1	40/40	ja	3 %	nein	liegend	einfach	ja	UHPC
V3.3	20	nein	>45 <sup>10</sup>	3	40/40	ja	3 %	nein	liegend	einfach	ja	UHPC
Ref. I (V3.4)	20	nein	>45 <sup>10</sup>	-	-	nein	3 %	- <sup>9</sup>	liegend	einfach	-	UHPC
V4.1	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	-	40/40	ja	1 %	nein	liegend	einfach	nein	UHPC
V4.2	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	1	40/40	ja	1 %	nein	liegend	einfach	nein	UHPC
V4.3	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	3	40/40	ja	1 %	nein	liegend	einfach	nein	UHPC
V4.4	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	2	40/40	ja	3 %	ja	liegend	einfach	nein	UHPC
V4.5	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	2	40/40	ja	3 %	ja	liegend	einfach	nein	UHPC
Ref. II (V4.6)	20	nein	$30 < f_{cm} < 45$	-	-	nein	1 %	- <sup>9</sup>	liegend	einfach	-	UHPC
V5.1-V5.2	20	ja	<30	3	40/0	ja	3 %	ja	stehend	mehrfach	nein	hochfest (umschnürt)
V5.3-V5.5	20	ja	<30	3	40/40	ja	3 %	ja	stehend	mehrfach	nein	hochfest (umschnürt)
Ref. III - V (V5.6; V5.10; V5.11)	20	ja	<30	-	-	nein	3 %	- <sup>9</sup>	stehend	mehrfach	-	hochfest (umschnürt)
V5.7-V5.9	20	ja	>45	3	40/40	ja	3 %	ja	stehend	mehrfach	nein	hochfest (umschnürt)
Ref. VI – VIII (V5.12-V5.14)	20	ja	<30	-	-	nein	1 %	- <sup>9</sup>	stehend	mehrfach	-	hochfest (umschnürt)
V5.15-V5.17	20	ja	<30	3	40/40	ja	1 %	ja	stehend	mehrfach	nein	hochfest (umschnürt)
V5.18-V5.20	14,1+14,1	ja	<30	3	40/40	ja	3 %	ja	stehend	mehrfach	nein	hochfest (umschnürt)

<sup>9</sup> Kein LC-Element vorhanden

<sup>10</sup> Anstieg der Druckfestigkeit durch späteren Prüfzeitpunkt



### Versuchsreihe 1

Die Versuchsreihe 1 besteht aus insgesamt fünf Versuchskörpern (siehe Abb. 4-6). Mit Hilfe dieser Versuchskörper wird überprüft, wie sich eine Änderung der Exzentrizität der Normalkraft  $e$  auf die Traglast des Stützenanschlusses auswirkt. Dazu wird  $e$  zwischen 0 mm, 20 mm und 42 mm variiert. Die Exzentrizität der Normalkraft von 42 mm entspricht der Kernweite und ist gleichbedeutend damit, dass der äußere Rand der weniger gedrückten Seite gerade keine Belastung erfährt. Die Versuchskörper V1.3 bis V1.5 unterscheiden sich nur darin, dass bei Versuchskörper V1.5 auf die Einbauhilfe (GFK-Stabbewehrung nach Abb. 4-1 und Abb. 4-2) verzichtet wird. Durch einen Vergleich dieser drei Versuchskörper kann eine Auswirkung der Einbauhilfe auf die Traglast überprüft werden.

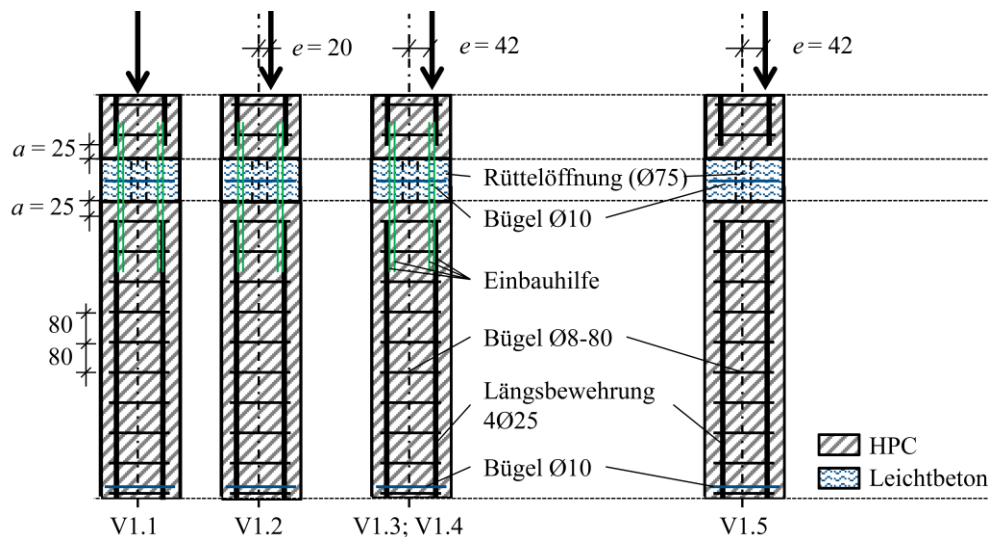


Abb. 4-6: Schematische Darstellung der Versuchskörper von Versuchsreihe 1, unmaßstäblich

Um die maximale Tragfähigkeit des LC-Elementes im Rahmen der Gesamtkonstruktion feststellen zu können, wurde die Betonfestigkeit des Stützenbetons gleich der Festigkeit des LC-Elementes gewählt. Im Zuge der Versuchsreihe wurden die folgenden weiteren Parameter konstant gehalten:

- Mit LC-Element
- Dicke des unbewehrten Bereichs  
 $a_{unten} = a_{oben} = 25 \text{ mm}$
- Keine Zusatzbügel
- Längsbewehrungsgrad 3 %
- Rüttelöffnung unverfüllt
- liegende Herstellung
- Keine Fehlstellen in der Kontaktzone
- einfache Belastung
- hochfester Beton für den Bereich der Decke



### Versuchsreihe 2

Die Versuchsreihe 2 besteht aus zwei Versuchskörpern und dient zur Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Dicke  $a$  zwischen dem LC-Element und der endenden Längsbewehrung (vgl. Abb. 4-7). Um den Querdehnungseffekt des LC-Elementes gesondert zu untersuchen, wird auf ein LC-Element in dieser Versuchsreihe verzichtet. Daher bestehen die oberen 30 cm der beiden Versuchskörper aus UHPC (Bereiche „D“ und „E“ in Abb. 4-5), um ein Versagen in diesem Bereich vollständig auszuschließen. Bei Versuchskörper V2.2 wurden vier Zusatzbügel mit einem Durchmesser von 10 mm im Abstand von je 40 mm beginnend 20 mm unterhalb der planmäßigen Lage des Anchlusselementes angeordnet, um den unbewehrten Bereich durch eine Querdehnungsbehinderung zu stärken. Zur besseren Veranschaulichung sind die bewehrten Prüfkörper nach der Herstellung des oberen Teils der Stütze aus UHPC und vor Einbringen des Normalbetons in Abb. 4-7 dargestellt.

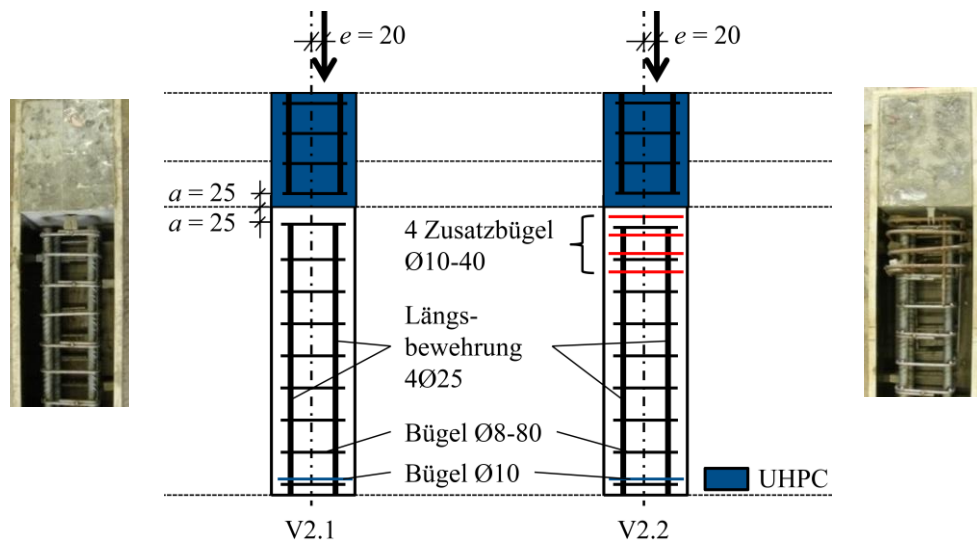


Abb. 4-7: Schematische Darstellung der Versuchskörper von Versuchsreihe 2, unmaßstäblich

Die konstanten weiteren Parameter sind:

- Dicke des unbewehrten Bereichs  
 $a_{unten} = a_{oben} = 25 \text{ mm}$
- Längsbewehrungsgrad 3 %
- Rüttelöffnung nicht vorhanden
- Liegende Herstellung
- Exzentrizität  $e = 20 \text{ mm}$
- Keine Fehlstellen in der Kontaktzone
- einfache Belastung
- UHPC für den Bereich der Decke
- keine Einbauhilfe

### Versuchsreihe 3

Versuchsreihe 3 enthält drei Versuchskörper (V3.1, V3.2 und V3.3) mit einem LC-Element, mit denen die Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem LC-Element geprüft wird (vgl. Abb. 4-8). Entsprechend der

Erläuterungen nach Abschnitt 4.2.1 ist die Dicke dieses unbewehrten Bereichs auf der sicheren Seite liegend mit  $a_{unten} = a_{oben} = 40$  mm zu untersuchen. Bei den Versuchsstützen V3.2 und V3.3 wurde der Einfluss von Zusatzbügeln in dem unbewehrten Bereich oberhalb der Längsbewehrung untersucht. V3.2 enthält einen Zusatzbügel ( $\varnothing 10$ ) und V3.3 enthält drei Zusatzbügel im Abstand von jeweils 40 mm ( $\varnothing 10 - 40$ ). Der oberste Zusatzbügel wird 20 mm unterhalb des LC-Elementes angeordnet. Die Außenabmessungen der Zusatzbügel sind mit 210 mm identisch zu jenen in Versuch V2.2. Zusätzlich wurde bei allen Versuchskörpern um die mittige Rüttelöffnung auf einer Grundfläche ( $10\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ ) eine Fehlstelle erzeugt. Dies dient der Reduzierung der Kontaktzone zwischen LC-Element und Stützenbeton, um Fehlstellen, die z. B. bei der Betonage entstehen können, zu simulieren. Die folgenden Parameter wurden konstant gehalten:

- Dicke des unbewehrten Bereichs  $a_{unten} = a_{oben} = 40$  mm
- Längsbewehrungsgrad 3 %
- Rüttelöffnung nicht verfüllt
- Liegende Herstellung
- Exzentrizität  $e = 20$  mm
- einfache Belastung
- UHPC für den Bereich der Decke
- keine Einbauhilfe

Zusätzlich gibt es den Versuchskörper V3.4 (Referenz I) mit durchgehender Längsbewehrung ohne LC-Element als Referenzstütze zur Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze (siehe Abb. 4-8).

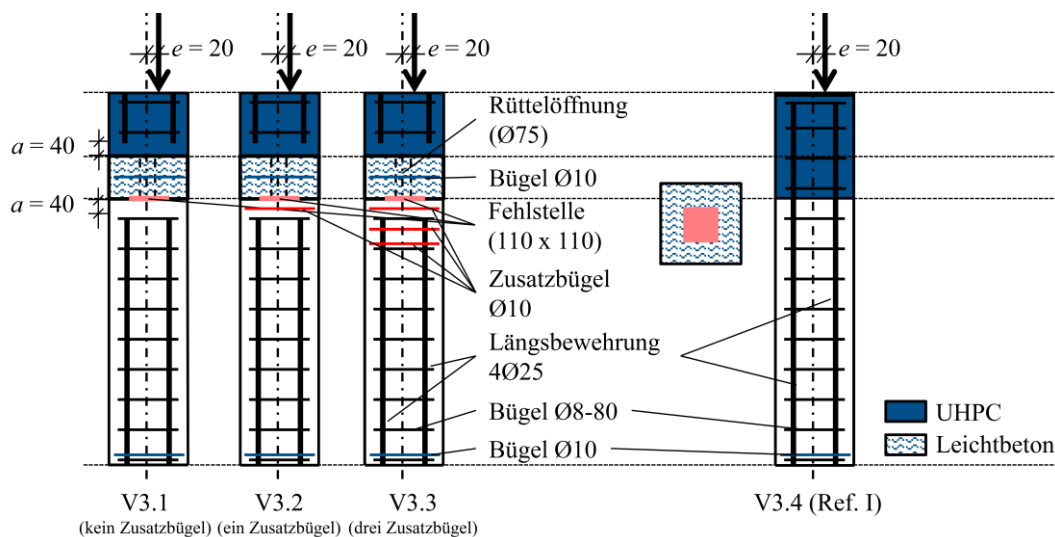


Abb. 4-8: Schematische Darstellung der Versuchskörper von Versuchsreihe 3, unmaßstäblich

### Versuchsreihe 4

Die Versuchsreihe 4 besteht aus insgesamt sechs Versuchskörpern (siehe Abb. 4-9). Untersuchungsgegenstand der Versuche V4.1 bis V4.3 ist die Traglast bei einem geringeren Längsbewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,01$  ( $4\ \varnothing 14$ ) anstelle von  $\rho_l = 0,031$  ( $4\ \varnothing 25$ ), der bei den Versuchsreihen 1 bis 3 verwendet wurde. Daher wird die Stahlbetonstütze in einer stan-

dardmäßigen Festigkeit zwischen 30 und 45 N/mm<sup>2</sup> ausgeführt. Bis auf den Bewehrungsgrad entsprechen die Versuche V4.1 bis V4.3 den Versuchen V3.1 bis V3.3.

Wegen des geringeren Längsbewehrungsgrades wurde die Versuchsstütze V4.6 (Referenz II) ohne LC-Element mit durchgehender Längsbewehrung von 4 Ø 14 ( $\rho_l = 0,01$ ) hergestellt, um die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze im Versuch als Referenzwert zu ermitteln.

Mit den Versuchskörpern V4.4 und V4.5 wird untersucht, wie sich eine Verfüllung der Rüttelöffnung im LC-Element auf die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses auswirkt. Hierzu wird die Stahlbetonstütze in einer standardmäßigen Festigkeit zwischen 30 und 45 N/mm<sup>2</sup> und einem Längsbewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,031$  (4 Ø 25) ausgeführt. Zur Stärkung des unbewehrten Bereiches unterhalb des LC-Elementes werden jeweils zwei Zusatzbügel Ø 10 - 40 angeordnet. Der Unterschied zwischen V4.4 und V4.5 liegt ausschließlich in der Art der Verfüllung der Rüttelöffnung. Bei V4.4 ist nur die Rüttelöffnung mit UHPC verfüllt, wohingegen bei Versuchsstütze V4.5 der UHPC 70 mm in die darunterliegende Stütze einbindet und somit innerhalb der regulären Bügelbewehrung der Stütze endet, die 40 mm unterhalb des LC-Elementes beginnt (vgl. Abb. 4-9, ganz rechts).

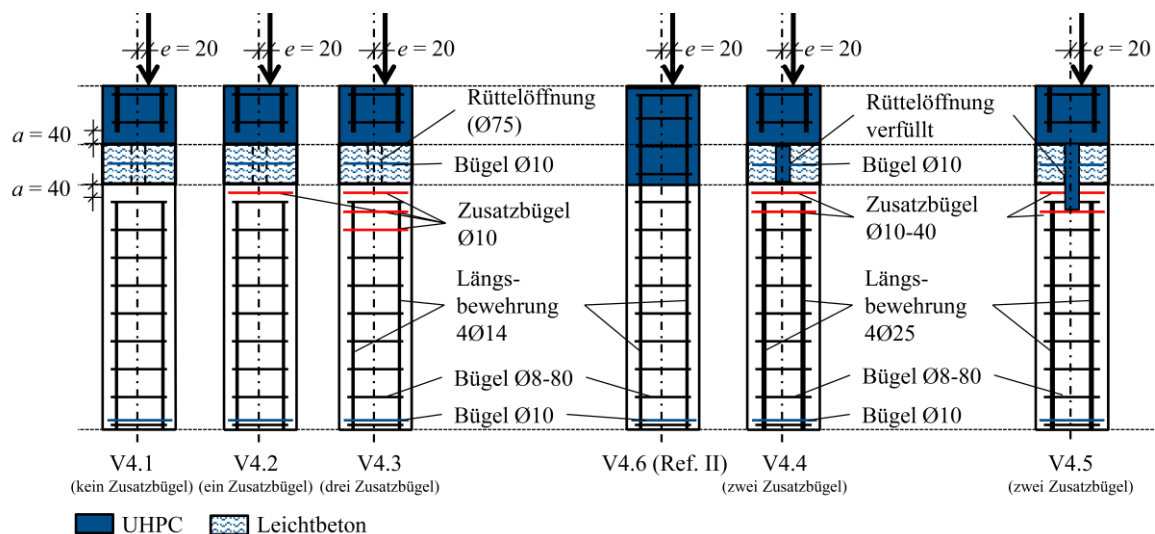


Abb. 4-9: Schematische Darstellung der Versuchskörper von Versuchsreihe 4, unmaßstäblich

Im Zuge der Versuchsreihe wurden die folgenden Parameter konstant gehalten:

- Dicke des unbewehrten Bereichs  $a_{unten} = a_{oben} = 40$  mm
- Exzentrizität  $e = 20$  mm
- Liegende Herstellung
- einfache Belastung
- Keine Fehlstellen in der Kontaktzone
- UHPC für den Bereich der Decke
- keine Einbauhilfe

### Versuchsreihe 5

Versuchsreihe 5 ist die größte Versuchsreihe und beinhaltet in Summe 20 Versuchskörper. Davon wurden 14 mit einem LC-Element und 6 als durchgehend bewehrte Referenzstützen zur Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit ausgeführt. Im Gegensatz zu den bisherigen Versuchsreihen wurden die Versuchskörper stehend statt liegend hergestellt, wie dies in der späteren Baupraxis der Fall sein wird. Zusätzlich wurde eine Mehrfachbelastung durchgeführt, auf die im Rahmen des Versuchsprogrammes (Abschnitt 4.4.2) genau eingegangen wird. Für die Herstellung der 14 Stützen mit einem LC-Element wurde die Einbauhilfe (vgl. Abschnitt 4.2.1) verwendet. Eine Beschreibung des Herstellprozesses erfolgt in Abschnitt 4.3. Wichtig hierbei ist eine Schichtdicke von 20 mm unterhalb des LC-Elementes, die mit dem Vergussmörtel verfüllt wird. Um die Auswirkung der vertikalen Herstellung zu prüfen, wurden Versuchskörper ähnlich zu den Versuchskörpern der Versuchsreihen 1, 3 und 4 erstellt. Dabei wurden folgende Parameter variiert: Exzentrizität, Betonfestigkeit und Bewehrungsgrad. Alle Versuchskörper besitzen jeweils drei Zusatzbügel im Abstand von 40 mm, die 20 mm unterhalb des LC-Elementes beginnen. Für alle Versuchskörper mit LC-Element ist die Rüttelöffnung mit einem Vergussmörtel gefüllt und trägt zur Kraftübertragung bei. Der Bereich der Decke wird bei allen 20 Versuchskörpern in einem hochfesten Beton (HPC) ausgeführt und zugleich mit einer äußeren Umschnürung verstärkt (vgl. Abschnitt 4.2.1). Für eine bessere statistische Aussage wurden in dieser Versuchsreihe je untersuchtem Parameter i. d. R. drei gleiche Versuchskörper hergestellt. Eine schematische Darstellung der Versuchskörper ist in Abb. 4-10 und Abb. 4-11 zu finden.

Die Versuchskörper V5.1 bis V5.5 besitzen eine Druckfestigkeit von weniger als 30 N/mm<sup>2</sup> und einen Längsbewehrungsgrad von 3 %. Bei V5.1 und V5.2 ist die Längsbewehrung in dem Bereich der Decke direkt von oben auf das LC-Element geführt, um zu prüfen, ob sich diese in das LC-Element eindrücken und zu einer größeren Schädigung führen. Dies ist der einzige Unterschied zu den Versuchskörpern V5.3 bis V5.5, bei denen oberhalb des LC-Elementes ein lichter Abstand von 40 mm zur Längsbewehrung vorhanden ist. Die Versuchskörper V5.6, V5.10 und V5.11 sind die dazugehörigen Referenzstützen ohne LC-Element, bei denen die Längsbewehrung  $\rho_l = 3 \%$  (4 Ø 25) durch die gesamte Stütze ohne Unterbrechung verläuft.

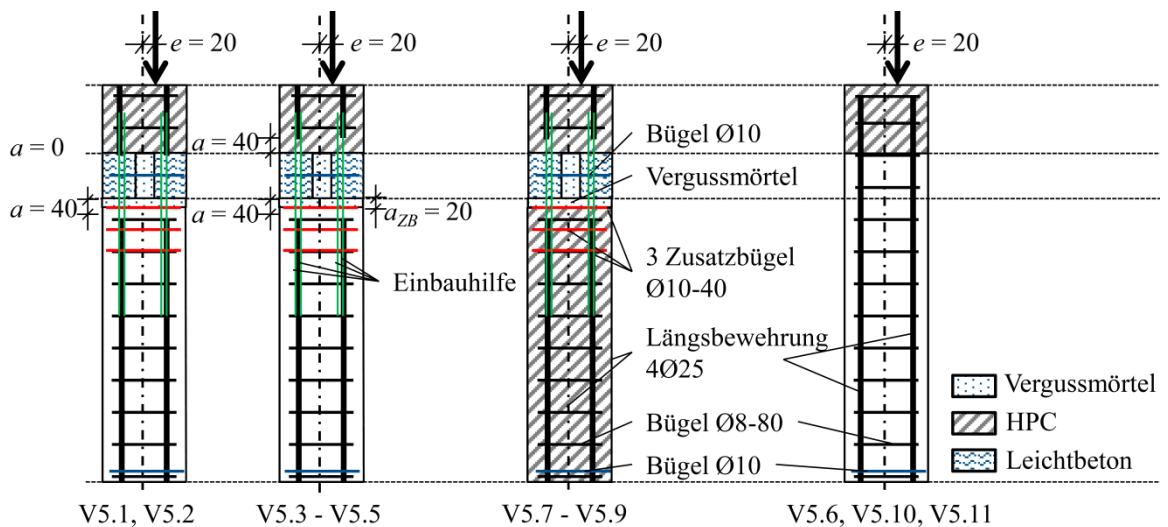
Durch eine Erhöhung der Druckfestigkeit der Stahlbetonstütze auf mehr als 45 N/mm<sup>2</sup> bei sonst gleichen Randbedingungen wie bei V5.3 bis V5.5 wird der Maximalwert der Tragfähigkeit des LC-Elementes mittels der Versuchskörper V5.7 bis V5.9 untersucht.

Eine Verringerung des Bewehrungsgrades  $\rho_l$  auf 1 % (4 Ø 14) gegenüber den Versuchskörpern V5.3 bis V5.5 mit  $\rho_l = 3 \%$  (4 Ø 25), ist der Untersuchungsparameter der Versuche V5.15 bis V5.17. Die dazu gehörigen durchgängig bewehrten Referenzstützen, ohne das LC-Element mit  $\rho_l = 1 \%$  (4 Ø 14), sind die Versuchskörper V5.12 bis V5.14.

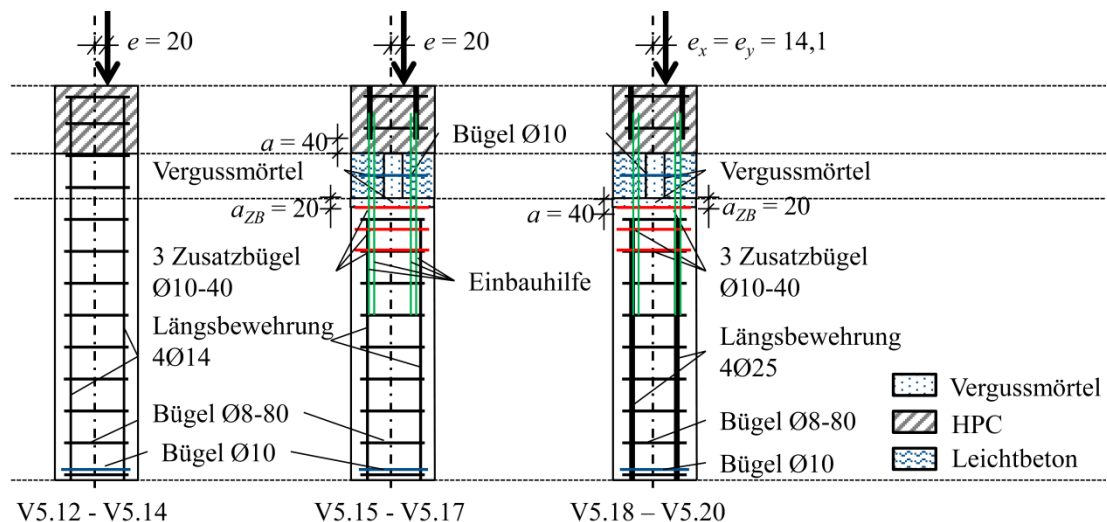
Mithilfe der drei Versuchskörper V5.18 bis V5.20 wurde überprüft, wie sich die Traglasten bei einer planmäßig zweiaxialen Gesamtexzentrizität gegenüber der in den bisherigen Versuchen verwendeten planmäßigen einaxialen Exzentrizität verhalten. Dabei wurde die Exzentrizität in Richtung der Diagonalen  $e_{ges}$  nach Gl. 4–1 zu der Mindestexzentrizität  $e_0 = 20$  mm nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) festgelegt und in die aufzubringenden Exzentrizitäten  $e_x = e_y = 14,1$  mm zurückgerechnet. Die Versuchskörper sind identisch zu denen der Versuche V5.3 bis V5.5.

$$e_{ges} = \sqrt{(e_x^2 + e_y^2)}$$

*Gl. 4-1*



*Abb. 4-10: Schematische Darstellung der Versuchskörper V5.1 bis V5.11, unmaßstäblich*



*Abb. 4-11: Schematische Darstellung der Versuchskörper V5.12 bis V5.20, unmaßstäblich*

### 4.3 Herstellung der Versuchskörper

Die Versuchskörper der ersten vier Versuchsreihen wurden liegend hergestellt, während die Versuchskörper der Versuchsreihe 5 stehend betoniert wurden. Mithilfe der liegenden Herstellung ist eine optimale Kontaktzone zwischen dem LC-Element und der Stahlbetonstütze sichergestellt. Für die Herstellung der Versuchskörper wurden zuerst die LC-Elemente und eine festgelegte Anzahl von Prüfwürfeln und Prüfsylindern zur Bestimmung der Baustoffeigenschaften hergestellt. Die Lagerung der Kleinkörper erfolgte unter gleichen Bedingungen wie die LC-Elemente.

Die LC-Elemente der Versuchsreihen 1 bis 4 wurden in der Soll-Lage in der vorgefertigten Stützenschalung fixiert und die vorgesehenen Zusatzbügel an den Bewehrungskörben befestigt. Im Anschluss werden die Dehnmessstreifen (kurz DMS) an den festgelegten Messpunkten an der Bewehrung aufgeklebt. Bei den Versuchsreihen 2, 3 und 4 wurde zuerst der Bereich der Decke mit einem angemischten UHPC betoniert und verdichtet. Nach ausreichender Erhärtung wurde die restliche Stahlbetonstütze betoniert, verdichtet und die Oberfläche zur Nachbehandlung mit einer Folie abgedeckt. Ausgeschalt wurde am darauffolgenden Tag. Die gleichzeitig bei den Betonagen hergestellten Prüfwürfel und -zylinder wurden zeitgleich zu den Versuchskörpern ausgeschalt und unter denselben Bedingungen gelagert.

Die Herstellung der Versuchsreihe 5 erfolgte in zwei Chargen. Die Charge 1 umfasst die Stützen V5.1 bis V5.9 und die Charge 2 die Stützen V5.10 bis V5.20. Dabei erfolgte die Herstellung der Versuchskörper entsprechend der geplanten Anwendung in der Baupraxis in stehender Form. Zuerst ist der Bewehrungskorb inkl. der drei Zusatzbügel zur Behinderung der Querdehnung im Bereich unterhalb des LC-Elementes zu erstellen und die DMS an den vorgegebenen Messstellen anzubringen. Der Bewehrungskorb wird anschließend in die Stützenschalung eingehoben. Im Anschluss erfolgte die Betonage mit zwei Sorten Transportbeton (C50/60 für V5.7 bis V5.9 und C25/30 für alle anderen) bis zu einer Höhenlage von 2,0 cm unterhalb der Unterkante des LC-Elementes. Nach dem Verdichten mit einem elektrischen Innenrüttler wird das LC-Element mit der Einbauhilfe aus GFK-Stäben in die Schalung eingeführt. Dazu ist es erforderlich, gleichzeitig Rüttelenergie aufzubringen, um die GFK-Stäbe in den noch flüssigen Beton eindringen zu lassen. Sobald sich das LC-Element auf der Soll-Lage befindet, fixieren die GFK-Stäbe das LC-Element in der richtigen Höhenlage (siehe Abb. 4-12). In diesem Zustand wurden die Stütze und das LC-Element für 24 Stunden belassen. Zeitgleich mit dem Betonieren der Versuchskörper wurden die entsprechenden Kleinkörper hergestellt.



Abb. 4-12: Herstellung der Versuchskörper von Versuchsreihe 5

Am darauffolgenden Tag wurden die planmäßig 20 mm dicken Fugen unterhalb des LC-Elementes und die Rüttelöffnungen im LC-Element mit einem Vergussmörtel der Fa. Pagel vergossen. Von dem Vergussmörtel wurden je drei Prüfwürfel mit einer Kantenlänge von 100 mm je Versuchskörper erstellt. Im Anschluss wurde die Bewehrung im Bereich der Decke eingebaut. Wiederum einen Tag später wurde dieser Bereich und die Kleinkörper mit einem hochfesten Beton betoniert und verdichtet. Die Stützen sowie die Prüfwürfel und -zylinder wurden am dritten Tag ausgeschalt und unter gleichen Bedingungen gelagert. Aufgrund der unebenen Fläche an der Stützenstirn wegen der Betonierrichtung wurden die Stützen etwa eine Woche nach der Herstellung mithilfe je eines Sägeschnittes am Fuß und Kopf auf ein Gesamtmaß von 1,0 m gekürzt. Der untere Schnitt wird durchgeführt, um sicherzustellen, dass die Stirnflächen der Längsbewehrung glatt sind und direkt auf die Lagerplatten aufgestellt werden können.

### 4.4 Versuchsdurchführung

#### 4.4.1 Versuchsaufbau

Die Geometrie der Versuchskörper wurde bereits in Abschnitt 4.2 erläutert. Unter Verwendung je eines Linienkipplagers mit feinem Oberflächenfinish der Lagermulde zur Reibungsminimierung am Stützenfuß und -kopf können die Prüfkörper durch eine Normalkraft mit einem definierten, exzentrischen Lastangriffspunkt belastet werden. Dabei wird die Exzentrizität der Belastung durch eine ausmittige Anordnung der Stütze zwischen den beiden Lagern erzeugt (siehe Abb. 4-13). Die Kontaktflächen zwischen den Lagermulden und den Rollen sind zur Reibungsminimierung gefettet.



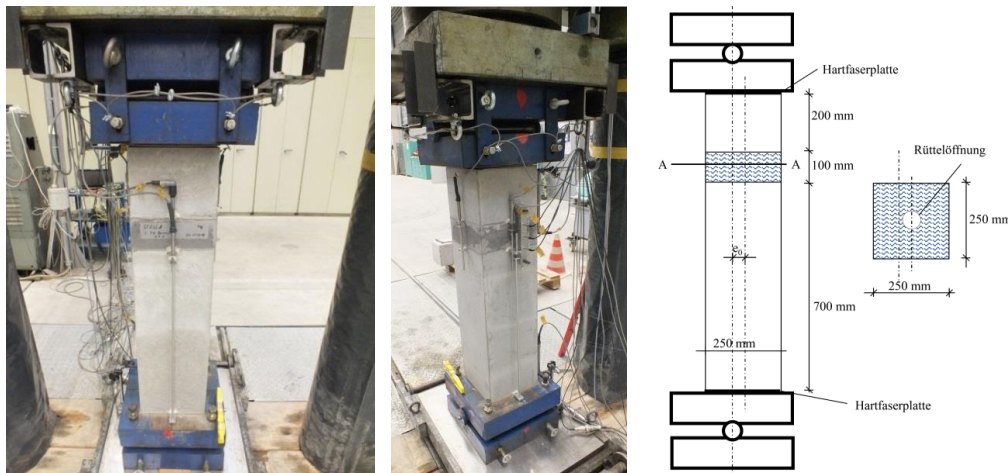


Abb. 4-13: Aufbau der statischen Belastungsversuche im Prüffeld vor dem Start der Belastung

Die Prüfung der Versuchsreihen 1 bis 4 fand in einer 5 MN - Prüfmaschine statt. Dabei wird die Stütze durch einen hydraulischen Zylinder nach oben gegen ein Widerlager gedrückt. Die Kalotte am Widerlager der Presse sorgt für einen Lastausgleich in der starren Richtung der Linien-Kipplager. Zum Ausgleichen von kleinen Oberflächenunebenheiten wurde zwischen Stütze und Stahllager je eine Hartfaserplatte platziert. Die Durchführung von Versuchsreihe 5 erfolgte aufgrund einer niedrigeren notwendigen Prüflast und besserer Steuermöglichkeiten in einer 2,5 MN - Prüfmaschine. In dieser Prüfmaschine drückt der hydraulische Zylinder von oben auf die Stahlbetonstütze, die auf dem Widerlager steht. Da in dieser Prüfmaschine keine Kalotte vorhanden ist, wurden die Stützen oben und unten mit einem Spezialkleber abgeglichen, um Imperfektionen und daraus entstehende außermittige Belastungen in Querrichtung zu minimieren. Damit an den Lasteinleitungsbereichen von Versuchsreihe 5 an den unteren und oberen Stirnflächen der Stütze kein Versagen eintritt, wurden die Stützen direkt auf die Stahllager aufgestellt und auf eine Hartfaserplatte verzichtet, sodass eine Querdehnungsbehinderung durch die Stahlplatte im Lasteinleitungsbereich gegeben ist.

### 4.4.2 Belastungsprogramm

Die Versuchsdurchführung der Versuchsreihen 1 bis 4 ist gleich und die Belastung erfolgte weggesteuert. Es wurde eine Vorbelastung von 500 kN aufgebracht und im Anschluss die Stütze wieder vollständig entlastet. Darauf folgend wurde die Belastung stufenweise gesteigert und jede Stufe für jeweils 60 Sekunden gehalten. Dabei erfolgte bis zur Kraft von 1000 kN ein Stopp alle 250 kN und darüber alle 200 kN. Davon abweichend wurde der erste Versuchskörper V1.1 ohne Unterbrechung und ohne Vorbelastung direkt bis zum Bruch gefahren. Bei dem Halten der Laststufen wird der Fahrweg des Kolbens der Presse konstant gehalten. Aufgrund der Relaxation der Maschine und dem Kriechen des Betons verringert sich die gemessene Kraft (vgl. Abb. 4-14, links). Vereinzelt erfolgte eine Nachregelung des Drucks der Hydraulik von Hand, um ein konstantes Kraftniveau



zu halten. In Abb. 4-14 ist ersichtlich, dass der Abfall der gemessenen Kraft bei Stoppen der Maschine auf einem Krafniveau umso stärker ist, je mehr sich die Belastung der maximalen Traglast annähert. Bei Versuchsreihe 5 wurde eine mehrfache Belastung auf die Stütze aufgebracht. Durch das Versuchsprogramm, das in ähnlicher Form bereits für Kragplattenversuche verwendet wurde, können die Auswirkungen einer wiederkehrenden Be- und Entlastung auf die Traglast des LC-Elementes bzw. Stützen-Decken-Anschlusses erfasst werden. Durch die zyklische Belastung können Vorschädigungen, die zu einer Reduktion der Druckfestigkeit des Betons führen, im experimentellen Versuch erfasst werden. Nach Grübl et al. (2001) ist bereits eine geringe Anzahl an Schwingspielen mit großer Schwingbreite für eine solche Reduktion der Druckfestigkeit ausreichend. In den Versuchen wird die Last zehnmal auf die erwartete Gebrauchslast gesteigert, für 180 Sekunden gehalten und wieder auf die halbe erwartete Gebrauchslast entlastet. Da es sich bei den Innenstützen um Bauteile handelt, die aufgrund des Eigengewichtes des Bauwerks stets unter Druck verbleiben, wurde als untere Laststufe, auf die nach jeder Belastung wieder entlastet wird, die halbe erwartete Gebrauchslast festgelegt. Im Anschluss wurde die Last dreimal auf die erwartete Bemessungslast erhöht, für 180 Sekunden gehalten und wieder abgelassen (vgl. Abb. 4-14, rechts). Ausgehend von der Hälfte der Gebrauchslast nach der dritten Bemessungslaststufe wurde die Last bis zum Bruch gesteigert. Bei Auftreten einer sichtbaren Rissbildung wurde der Hydraulikzylinder für eine Rissaufnahme angehalten. Nach dem Bruch wurde der Verfahrensweg der Maschine weiter gesteigert, bis ein deutlicher Abfall der Traglast erkennbar war, dort wurde die Maschine wieder gestoppt. Nach Aufnahme des Versagensbildes der Stütze wurde diese ausgehend von der verbliebenen Kraft nochmals belastet, bis wieder ein deutlicher Abfall der Traglast zu erkennen war. Zum Abschluss des Prüfprogrammes wurde von einer Unterlast von 100 kN aus zweimal die Bemessungslast angefahren und für jeweils 60 Sekunden gehalten.

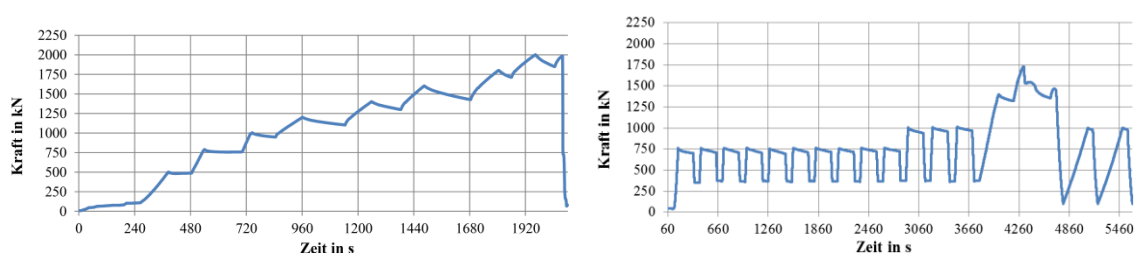


Abb. 4-14: Kraft-Zeit-Diagramm von Versuch V1.3 (links) und V5.5 (rechts)

### 4.4.3 Messeinrichtung

Der prinzipielle Versuchsaufbau mit den optimierten Messstellen ist in Abb. 4-15 dargestellt. Dort ist auf der linken Seite die Messeinrichtung für die Versuchsreihen 1 bis 4 und auf der rechten Seite die Messeinrichtung für Versuchsreihe 5 zu finden. Auf der linken

Seite von Abb. 4-15 sind die Anordnung und der Messweg der acht Wegaufnehmer dargestellt. Dabei werden mit den Wegaufnehmern V\_1 bis V\_8 vertikale Verformungen der Stütze gemessen.

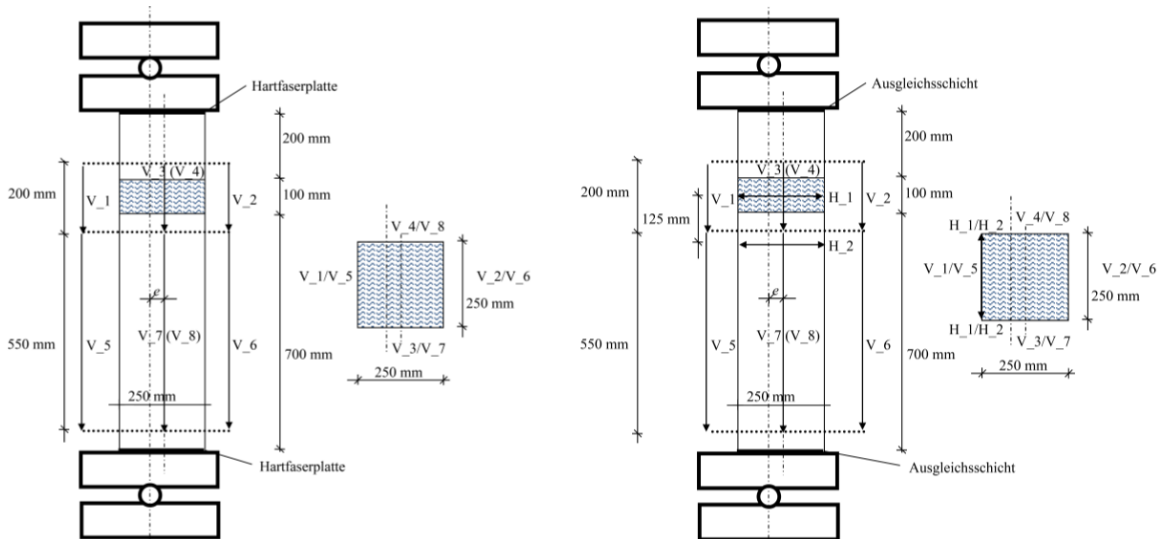


Abb. 4-15: Versuchsaufbau und Messstellen für die Versuchskörper in Grundriss und Ansicht, ohne Maßstab (links Versuchsreihe 1 bis 4, rechts Versuchsreihe 5)

Die Wegaufnehmer V\_1 bis V\_4 messen die Relativverschiebung zwischen einem Punkt 50 mm oberhalb und 50 mm unterhalb des LC-Elementes. Die Messstrecke ist 200 mm lang. Auch bei den Stützen, bei denen kein LC-Element vorhanden ist, werden die Wegaufnehmer auf dieser Höhenlage angeordnet. Die Wegaufnehmer V\_5 bis V\_8 messen eine Relativverformung zwischen einem Punkt 50 mm unterhalb des LC-Elementes und einem Punkt 90 mm oberhalb des Fußpunktes, was zu einer Messstrecke von 550 mm führt. Bei dem ersten (V1.1) und zweiten (V1.2) Versuch waren die Wegaufnehmer direkt oberhalb (bzw. unterhalb) der Fuge zwischen dem LC-Element und dem angrenzenden Beton bzw. dem Fußpunkt der Stütze angeordnet. Hierdurch ist jeweils ein Wegaufnehmer abgefallen. Daher wurden in den folgenden Versuchen die Wegaufnehmer weiter entfernt von dem Fußpunkt bzw. den Fugen angeordnet, wie in Abb. 4-15 dargestellt ist.

Bei Versuchsreihe 5 wurde zusätzlich die horizontale Verformung auf halber Höhe des LC-Elementes auf der stärker gedrückten Seite gemessen. Zum Vergleich wurde die horizontale Verformung des Stützenbetons 75 mm unterhalb der Fuge zwischen dem LC-Element und der Stahlbetonstütze aufgezeichnet. Die Höhenlage wurde so gewählt, dass an dieser Stelle nach DAfStb Heft 316 (1980) keine Verformungen mehr aus der unterschiedlichen Querdehnung von Beton und dem LC-Element auftreten sollten.

Zusätzlich zu den Wegaufnehmern wurden bei einzelnen Versuchskörpern gezielt die Dehnungen der Bewehrungsstäbe an neuralgischen Stellen mithilfe von DMS gemessen (vgl. Abb. 4-17). In den Versuchen V4.2 bis V4.5, V5.1 bis V5.5, V5.7 und V5.9 wurde auf dem Bügel im LC-Element (Element) auf der stärker gedrückten Seite ein DMS ange-

bracht, um die Effektivität dieser Bewehrung erfassen zu können. Die Beanspruchung der angeordneten Zusatzbügel (z1 bis z3) der Versuche V3.1, V3.2, V4.2, V4.4 und V4.5 wurde mit DMS auf der stärker gedrückten Seite der Stütze erfasst. Zusätzlich wurden bei Versuchskörper V4.2 und V4.4 die beiden obersten die Längsbewehrung umschließenden (normalen) Bügel (h1 und h2) mit DMS versehen. Bei Versuch V4.5 wurde die Dehnung des zweiten und dritten Bügels (h2 und h3) gemessen. Bei den Versuchskörpern V4.1, V4.2, V4.4 und V4.5 wurde die Lasteinleitung in die Längsbewehrung über je drei DMS (v1 - v3) aufgezeichnet. Dabei erfolgte die Anordnung auf der Längsbewehrung zwischen den Bügeln (vgl. Abb. 4-16). Die Messpunkte liegen 40 mm, 120 mm und 200 mm unterhalb der Oberkante der Längsbewehrung.

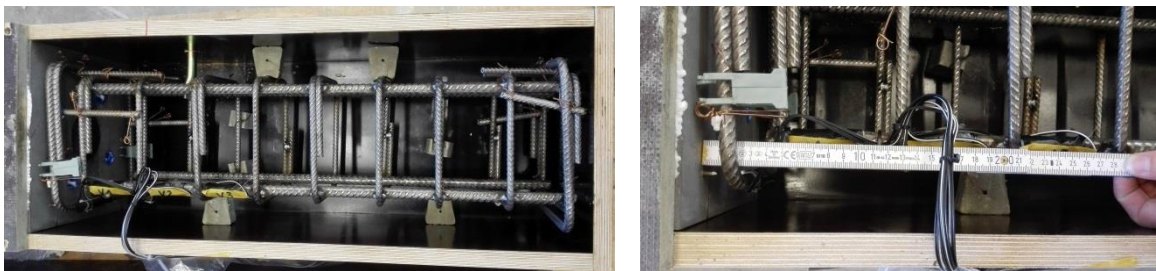


Abb. 4-16: Dehnmessstreifen bei Versuchskörper V4.2

Die Versuchskörper V5.1 bis V5.4 und V5.7 bis V5.8 wurden mit zwei DMS (v1/v1b) an gegenüberliegenden Längsbewehrungsstäben ausgestattet, die 40 mm unterhalb der Oberkante der Bewehrung liegen. Bei V5.15 wurden zusätzlich zwei DMS 12 cm (v2/v2b) unterhalb der Oberkante der Bewehrung und zwei DMS am Fußpunkt der Stütze (v4/v4b) angeordnet. Bei V5.16 wurden nur die DMS v1, v2 und v4 auf der Druckseite angeordnet.

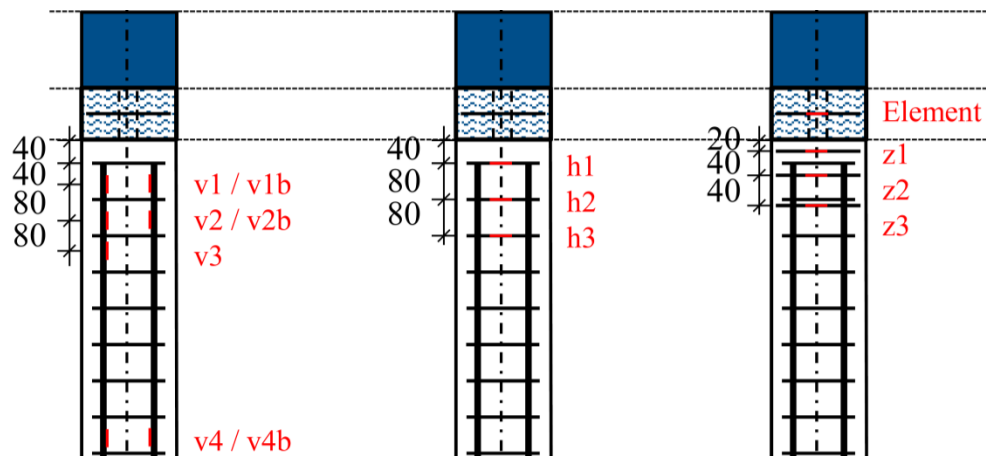


Abb. 4-17: Anordnung der Dehnmessstreifen in den Versuchen

## 4.5 Ermittlung der Materialkennwerte

### Beton, Leichtbeton, UHPC und Vergussmörtel

Die Ermittlung der Druckfestigkeit der Betone erfolgte nach DIN EN 12390-1 (2012) an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm und für den Leichtbeton, den UHPC sowie den Vergussmörtel an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm. Die Durchführung der Prüfungen erfolgte nach DIN EN 12390-3 (2009). Die Würfel zeigten die zu erwartende Rissbildung, wobei einige der Würfel aus UHPC erwartungsgemäß explosionsartig versagten. Der in den Versuchen verwendete Vergussmörtel ist als Feinkornbeton zu klassifizieren. Diesbezüglich gelten die dargestellten Zusammenhänge für Beton auch für den Vergussmörtel.

Zur Bestimmung der aktuellen Druckfestigkeit des Betons am Versuchstag wurden parallel zur Versuchsdurchführung drei Würfel je Versuchskörper geprüft und die jeweilige Festigkeit in Diagrammen über dem Betonalter eingetragen. Beispielhaft ist dieses für Versuchsreihe 1 in Abb. 4-18 zu finden. Mithilfe der bekannten Zementart kann nach Gl. 3-2 die Festigkeitsentwicklung des Betons im Zeitverlauf angenähert und die mittlere Druckfestigkeit der Versuchskörper berechnet werden. Es zeigt sich stets eine gute Übereinstimmung zwischen der zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit und den Prüfwerten der Kleinkörper. Der Leichtbeton der Anschlusselemente hatte stets ein Betonalter von über 90 Tagen, weswegen keine zeitabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit berücksichtigt werden musste und die Ergebnisse der Würfeldruckprüfungen direkt verwendet werden konnten.

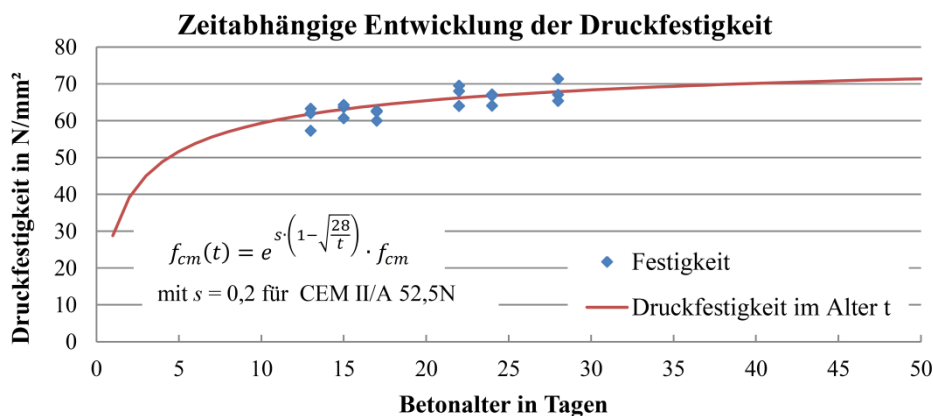


Abb. 4-18: Würfeldruckfestigkeit des Betons der Versuchsreihe 1 in Abhängigkeit des Betonalters in Tagen

Unter Verwendung der mittleren Druckfestigkeit nach 28 Tagen kann nach Gl. 3-4 die zentrische Zugfestigkeit bestimmt werden. Die Erfassung der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit erfolgt nach DIN EN 1992-1-1 (2011) über Gl. 3-8. Die Bestimmung der Messwerte des Elastizitätsmoduls des Betons erfolgt nach DIN 1048-5 (1991) an Zylindern ( $d/h = 150/300$  mm) mit einer Be- und Entlastungsgeschwindigkeit von  $0,5 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ . Die Dehnungsänderung der Prüfkörper wurde mit Hilfe elektronischer

Feindehnmessereinrichtungen an gegenüberliegenden Seiten der Prüfkörper erfasst und aufgezeichnet. Aus diesen Messwerten und der Entwicklung des E-Moduls über die Zeit nach Gl. 3–29 erfolgte die Ermittlung des Elastizitätsmoduls nach 28 Tagen, welcher wiederum auf das Prüfalter zu den Prüfzeitpunkten der Versuchskörper umgerechnet werden konnte. Die Messwerte der Druckfestigkeit- und Elastizitätsmodulprüfungen sind in Anhang A sowie die Druckfestigkeits-Betonalter-Diagramme in Anhang B zu finden. Die sich ergebenden rechnerischen mittleren Druck- und Zugfestigkeiten sowie der mittlere Elastizitätsmodul zum jeweiligen Versuchszeitpunkt der einzelnen Versuchskörper sind in Anhang C zu finden. Tabelle 4–2 enthält eine kompakte Zusammenfassung der Materialkennwerte. Hierbei wird auf eine Darstellung der Materialkennwerte des Bereichs der Decke verzichtet, da in diesem Bereich kein Versagen eintritt. Dargestellt ist der minimale und maximale Festigkeitswert bzw. Elastizitätsmodul des Stützenbetons, da die Angabe eines übergeordneten Mittelwertes der Festigkeit bzw. des Elastizitätsmoduls aufgrund der zeitlichen Festigkeitsentwicklung des Stützenbetons nicht möglich ist.

Tabelle 4–2: Zusammenfassung der Materialkennwerte

Versuchsreihe	Versuchsnummer	$f_{c,cube,min}$ in $N/mm^2$	$f_{c,cube,max}$ in $N/mm^2$	$E_{c,min}$ in $N/mm^2$	$E_{c,max}$ in $N/mm^2$	$f_{lc,cube,min}$ in $N/mm^2$	$f_{lc,cube,max}$ in $N/mm^2$	$f_{lcm,cube}$ in $N/mm^2$	$f_{VMm,cube,28d}$ in $N/mm^2$
1	V1.1 - V1.5	57,3	71,3	32.581	35.400	49,2	59,6	55,7	-
2	V2.1 - V2.2	43,1	48,6	31.296	34.030	-	-	-	-
3	V3.1 - V3.3	40,1	62,9	30.595	34.371	51,9	62,7	57,6	-
	Ref. I (V3.4)	40,1	62,9	30.595	34.371	-	-	-	-
4	V4.1 - V4.3	42,1	48,1	31.309	36.984	51,6	56,5	53,9	-
	V4.4 - V4.5	42,1	48,1	31.309	36.984	45,4	53,8	49,6	-
	Ref. II (V4.6)	42,1	48,1	31.309	36.984	-	-	-	-
5	V5.1 - V5.2	29,7	38,7	23.210	25.791	45,8	57,5	53,8	78,4
	V5.3 - V5.5	29,7	38,7	23.210	25.791	48,6	61,4	57,5	78,4
	Ref. III - V (V5.6; V5.10; V5.11)	29,7	38,7	23.210	25.791	-	-	-	-
	V5.7 - V5.9	59,5	67,5	28.519	30.713	48,1	59,2	55,5	78,4
	Ref. VI - VIII (V5.12-V5.14)	34,2	41,1	21.894	23.574	-	-	-	-
	V5.15 - V5.17	34,2	41,1	21.894	23.574	46,1	63,3	56,2	77,5
	V5.18 - V5.20	34,2	41,1	21.894	23.574	42,7	55,9	51,0	77,5

### Bewehrung

Als Längs- und Bügelbewehrung wurde Betonstahl B500 B verwendet, für die Zusatzbügel in der Stütze und im LC-Element kam Edelstahl zum Einsatz. Die Bewehrung einer jeden Versuchsreihe ist aus der gleichen Charge. Aufgrund der geringen Streuungen innerhalb einer Charge kann daher für die gesamte Versuchsreihe von gleichen Festigkeiten ausgegangen werden. Die wesentlichen Eigenschaften der Bewehrungsstäbe sind in Anhang D dargestellt.

## 4.6 Versuchsergebnisse

### 4.6.1 Definition der Bezugsgrößen

Bevor auf die Versuchsergebnisse eingegangen wird, erfolgt zunächst eine Definition der verwendeten Bezugsgrößen zur Auswertung der Versuche. Die Versuche konnten aufgrund der Rahmenbedingungen nicht gleichzeitig oder innerhalb eines Tages durchgeführt werden. Da das Alter der Prüfkörper geringer als 28 Tage war, ist es zum Vergleich der Ergebnisse notwendig die statische Traglast um die Druckfestigkeit des Betons zu bereinigen. Zugleich zeigen die Verformungsmessungen, dass die Exzentrizität der Belastung  $e_{ist}$  nicht exakt der planmäßig vorgesehenen Exzentrizität  $e_{soll}$  entspricht. Die Bezugsgröße wird zur Vergleichbarkeit daher auch um die Exzentrizität bereinigt. Da in Abhängigkeit der Exzentrizität die Bewehrung unterschiedlich stark ausgenutzt wird, erfolgt die Bestimmung der rechnerischen bzw. theoretischen Traglast der Stahlbetonstütze ohne LC-Element  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  unter Berücksichtigung der zum Versuchszeitpunkt vorhandenen Betondruckfestigkeit  $f_{c,Versuch}$ , der Festigkeit des Bewehrungsstahls  $f_{s,Versuch}$  und der Exzentrizität  $e_{x,ist}$  und  $e_{y,ist}$ . Zur Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze wird das frei verfügbare Software-Tool INCA2 verwendet. Das Programm basiert auf den in DAfStb - Heft 415 (1990) vorgegebenen Verfahren für nichtlineare Berechnungen. Das Programm iteriert die Dehnungsebene ausgehend von einer Betongrenzdehnung von -3,5 % und ermittelt die zulässige Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment mit einer konstanten Exzentrizität. Für die Beton- und Stahlfestigkeiten werden die Materialkennwerte aus Anhang E verwendet. Für den Beton wird dabei von einer parabelförmigen Spannungs-Dehnungs-Linie mit abfallendem Ast nach DIN EN 1992-1-1 (2011), Abs. 3.1.5 ausgegangen. Die Grenzdehnungen  $\varepsilon_{c1}$  werden entsprechend DIN EN 1992-1-1 (2011) definiert. Die mit INCA2 ermittelte Querschnittstragfähigkeit wird der im Versuch ermittelten Traglast  $N_{R,Versuch}$  nach Gl. 4–2 gegenübergestellt. Der sich so ergebende Wert wird hierin als bezogener Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  bezeichnet. Die Verwendung der Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung des Betons und der Bewehrung zur Bestimmung des bezogenen Verhältniswertes  $\eta_{Versuch}$  hat den Vorteil, dass der Zielwert der Referenzstützen die Querschnittstragfähigkeit ist und somit der bezogene Verhältniswert  $\eta_{Versuch} = 1,0$  betragen sollte. Da die Traglast der Referenzstützen und die Querschnittstragfähigkeit unter Verwendung der Ergebnisse aus INCA2 sehr gut übereinstimmen und sich ein bezogener Verhältniswert  $\eta_{Versuch} \approx 1,0$  ergibt, ist die Software im Hinblick auf die Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit validiert.

$$\eta_{Versuch} = \frac{N_{R,Versuch}}{N_{R,Theorie, QS, StB}(f_{c,Versuch}; f_{s,Versuch}; e_{x,ist}; e_{y,ist})} \quad Gl. 4-2$$

Die zur Bestimmung des bezogenen Verhältniswertes  $\eta_{Versuch}$  erforderliche Exzentrizität  $e_{x,ist}$  und  $e_{y,ist}$  wird aus den gemessenen Wegstrecken der Wegaufnehmer V\_1 bis V\_8 nach Abschnitt 4.4.3 bestimmt. Anhang F enthält die grafische Darstellung der gemessenen Wegstrecken aller Versuchskörper. Zur Bestimmung der Exzentrizität wird die Differenzverformung zwischen dem Messweg bei einer unteren Laststufe von etwa 400 kN und dem Messweg bei  $0,6 \cdot N_{R,Versuch}$  verwendet. Durch die Wahl einer Mindestlast von etwa 400 kN können am Anfang auftretende Messausschläge, z. B. durch Setzungen, eliminiert werden. Die unter Berücksichtigung der Verformung unter der Mindestlast ermittelten Wegstrecken werden durch Teilen durch die jeweiligen Längen der Messstrecken in Dehnungen überführt. Aus den Dehnungen gegenüberliegender Wegaufnehmer wird die Exzentrizität berechnet. Dabei folgt die Exzentrizität  $e_{x,ist,oben}$  aus der Dehnung  $\varepsilon_{links}$  ermittelt aus V\_1 und  $\varepsilon_{rechts}$  bestimmt aus V\_2. Die Exzentrizität  $e_{x,ist,unten}$  wird anhand von V\_5 & V\_6,  $e_{y,ist,oben}$  anhand von V\_3 & V\_4 sowie  $e_{y,ist,unten}$  anhand von V\_7 & V\_8 bestimmt. In Abb. 4-19 sind die beiden möglichen Dehnungsverläufe für die vorliegenden Stützenversuche dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass  $\varepsilon_{links}$  eine Stauchung ist. Die Exzentrizität wird mithilfe der Dehnungen bestimmt, da sich für die Stützen bis zu einer Belastung von  $0,6 \cdot N_{R,Versuch}$  ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung darstellt (vgl. Anhang F). Die Exzentrizität errechnet sich aus dem Schwerpunkt der Flächen unter der Dehnungslinie und lässt sich in beiden Fällen nach Gl. 4-3 ermitteln. Zu beachten ist hierbei, dass die Bezugslänge  $a$  nicht identisch ist (vgl. Abb. 4-19).

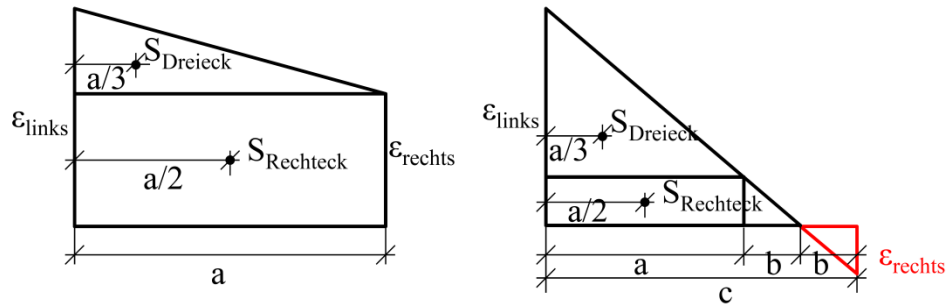


Abb. 4-19: Dehnungsverteilung über den Querschnitt bei beidseitigem Druck (links) und bei einseitigem Druck (rechts)

$$\begin{aligned}
 e_s &= \frac{A_{Rechteck} \cdot e_{S_{Rechteck}} + A_{Dreieck} \cdot e_{S_{Dreieck}}}{A_{Gesamt}} \\
 &= \frac{a \cdot |\varepsilon_{rechts}| \cdot \frac{a}{2} + \frac{1}{2} \cdot a \cdot (|\varepsilon_{links}| - |\varepsilon_{rechts}|) \cdot \frac{a}{3}}{a/2 \cdot (|\varepsilon_{links}| + |\varepsilon_{rechts}|)} \\
 &= \frac{a \cdot |\varepsilon_{rechts}| + \frac{a}{3} \cdot (|\varepsilon_{links}| - |\varepsilon_{rechts}|)}{(|\varepsilon_{links}| + |\varepsilon_{rechts}|)}
 \end{aligned}$$

Gl. 4-3



Die Exzentrizität  $e_{ist}$  bestimmt sich für beidseitigen Druck nach Gl. 4–4 aus der Exzentrizität des Schwerpunktes der Fläche unter der Dehnungslinie nach Abb. 4-19 und der Mittelachse der Stütze. Für den Fall, dass eine Druck- und Zugdehnung auftritt wird Gl. 4–5 verwendet.

$$e_{ist} = \frac{a}{2} - e_s \quad \text{Gl. 4-4}$$

$$e_{ist} = \frac{c}{2} - e_s \quad \text{Gl. 4-5}$$

### 4.6.2 Vorversuche am Anchlusselement aus Leichtbeton

Das LC-Element entspricht mit einer Seitenlänge von 250 mm je Grundseite und einer Höhe von 100 mm nicht den standardmäßigen Probekörpergeometrien, bei denen das Verhältnis zwischen Höhe und Seitenlänge i. d. R. mindestens eins beträgt. Für die Kalibrierung der Materialparameter des Leichtbetons des in Kapitel 5 beschriebenen numerischen Modells wurden drei Versuche an dem Anchlusselement durchgeführt. Durch den Herstellungsprozess des LC-Elementes ist es an der Unterseite glatt und an der Oberseite rau (vgl. Abb. 4-2). Daher wird das Anchlusselement planparallel geschliffen, wodurch sich die Höhe der Prüfkörper auf 90 mm verringert. Im Anschluss erfolgt eine zentrische Prüfung mithilfe einer 5 MN-Prüfpresse. Bei den Versuchen wurden die Kraft, die vertikale und horizontale Verformung aufgezeichnet. Die Kraft-Dehnungs-Verläufe sind in Abb. 4-20 dargestellt.

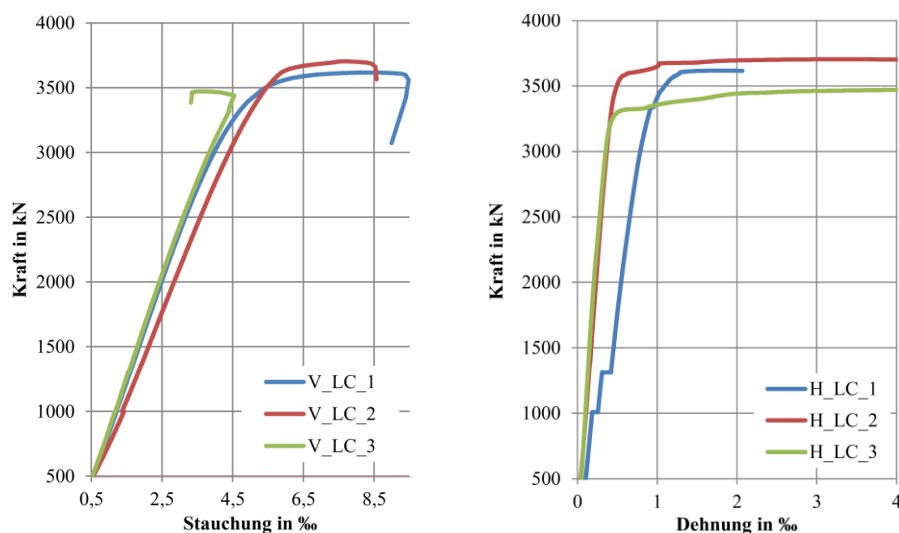


Abb. 4-20: Vertikales (links) und horizontales (rechts) Kraft-Dehnungs-Diagramm des Anchlusselementes aus Leichtbeton

Die maximal aufnehmbare Normalkraft im Versuch  $N_{R,Versuch,LC}$  für drei LC-Elemente ist in Tabelle 4–3 zu finden. Der dazugehörige Wert der mittleren Druckfestigkeit des



Leichtbetons  $f_{lcm}$  beträgt  $53,9 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Anhang A). Die mithilfe der Druckfestigkeit und der Fläche des LC-Elementes unter Abzug der Rüttelöffnung  $A_{LC,netto}$  ermittelte aufnehmbare Normalkraft des LC-Elementes  $N_{R,Theorie,LC}$  beträgt:

$$N_{R,Theorie,LC} = A_{LC,netto} \cdot f_{lcm} = 581 \text{ cm}^2 \cdot 53,9 \text{ N/mm}^2 = 3131 \text{ kN} \quad \text{Gl. 4-6}$$

In Tabelle 4-3 ist das Verhältnis der aufnehmbaren Normalkraft im Versuch  $N_{R,Versuch,LC}$  und der aufnehmbaren Normalkraft des LC-Elementes  $N_{R,Theorie,LC}$  dargestellt. Es zeigt sich, dass bei dem vorhandenen Verhältnis von Dicke zu Breite des LC-Elementes in der Prüfmaschine und somit zwischen zwei querdehnungsbehindernden Stahlplatten eine Steigerung der aufnehmbaren Normalkraft bis zum 1,15-fachen der aufnehmbaren Normalkraft unter Verwendung der einaxialen Druckfestigkeit des Leichtbetons erfolgt. Der Erhöhungsfaktor für Leichtbeton ist gegenüber einem Normalbeton wesentlich geringer (vgl. Abschnitt 3.2.4).

Tabelle 4-3: Vergleich der Traglasten von Versuch und Modellierung

Versuch Nr.	LC_1	LC_2	LC_3	Mittelwert
$N_{R,Versuch,LC}$ in kN	3618	3704	3471	3598
$N_{R,Versuch,LC} / N_{R,Theorie,LC}$	1,156	1,183	1,109	1,149

#### 4.6.3 Versuchsreihe 1

Alle Probekörper der Versuchsreihe 1 versagten spröde und schlagartig im Bereich des Stützenkopfes (Decke) oberhalb des LC-Elementes – mit Knackgeräuschen unmittelbar vor dem Versagen. Durch eine Videobegleitung der Versuche war ersichtlich, dass stets vertikale Risse im oberen Bereich des Normalbetons entstanden, die sich schlagartig nach unten ausbreiteten. Dabei löste sich die Betondeckung von dem durch die Bügelbewehrung der Stahlbetonstütze umschlossenen Bereich. Das Rissbild kann Abb. 4-21 entnommen werden. Das Versagen ist auf die stärkere Querdehnung des Leichtbetons zurückzuführen. Die in den Versuchen aufgetretene Versagensstelle liegt in dem Bereich, in dem sich beim Stützen-Decken-Anschluss die Decke befindet. Aufgrund der in diesem Bereich vorhandenen Deckenplatte wird die Querdehnung beim Stützen-Decken-Anschluss im Gegensatz zu dem vorliegenden Versuch behindert und es können höhere Lasten abgetragen werden. Für die anschließenden Versuchsreihen 2 bis 5 wird daher der Bereich der Decke in UHPC oder verstärkt ausgeführt.



Abb. 4-21: Bruchbilder der Versuchsreihe 1 von V1.1 (links) bis V1.5 (rechts)

In Tabelle 4–4 sind die in den Versuchen erreichten maximalen Traglasten  $N_{R,Versuch}$  für die durchgeführten Versuche aufgeführt. Die Traglasten nehmen von 2778 kN (ohne Exzentrizität) bis 1875 - 2001 kN (bei  $e = 42$  mm) ab. Ein zusätzliches Biegemoment durch eine exzentrisch wirkende Normalkraft führt somit zu einer Reduktion der erreichbaren Traglast  $N_{R,Versuch}$ . Tabelle 4–4 enthält ebenfalls die nach Gl. 4–3 bis Gl. 4–5 aus den Dehnungen gegenüberliegender Wegaufnehmer V\_1 & V\_2 sowie V\_5 & V\_6 zurückgerechneten Exzentrizitäten der Normalkraft.

Tabelle 4–4: Gemessene Traglasten von Versuchsreihe 1

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität in mm	Gemessene Exzentrizität am LC-Element in mm	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement in mm	Statische Traglast $N_{R,Versuch}$ in kN
V1.1	$e_{x,soll} = 0$	$e_{x,ist,oben} = 3$	$e_{x,ist,unten} = -10^a$	2778
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 5$	nicht gemessen	
V1.2	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 17$	$e_{x,ist,unten} = 23$	2386
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 2$	nicht gemessen	
V1.3	$e_{x,soll} = 42$	$e_{x,ist,oben} = 38$	$e_{x,ist,unten} = 61$	2001
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 3$	nicht gemessen	
V1.4	$e_{x,soll} = 42$	$e_{x,ist,oben} = 39$	$e_{x,ist,unten} = 57$	1875
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	nicht gemessen	
V1.5	$e_{x,soll} = 42$	$e_{x,ist,oben} = 38$	$e_{x,ist,unten} = 57$	1969
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 0$	nicht gemessen	

<sup>a</sup> Wegaufnehmer abgefallen

Da das Versagen oberhalb des LC-Elementes begonnen hat, wird die Exzentrizität  $e_{ist,oben}$  in x- und y-Richtung direkt am LC-Element für die Nachrechnung der Querschnittstragfähigkeit mit INCA2 verwendet. Für den bezogenen Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  ergeben sich die in Abb. 4-22 dargestellten Ergebnisse.

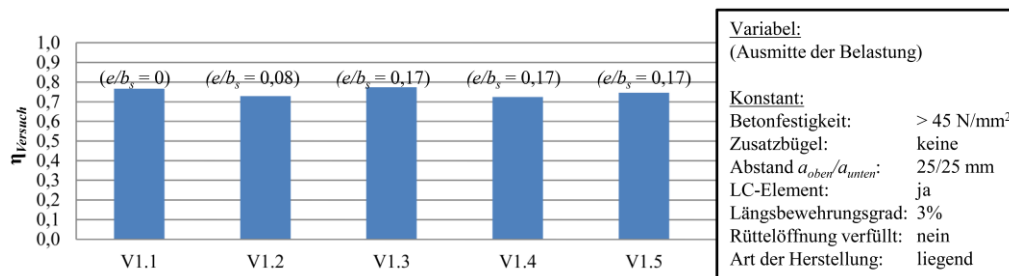


Abb. 4-22: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  von Versuchsreihe 1 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

Es lässt sich festhalten, dass unabhängig von der Exzentrizität unter Verwendung des LC-Elementes eine Belastung von  $\approx 75\%$  der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze abgetragen werden kann, obwohl die Druckfestigkeit des Betons und des Leichtbetons gleich groß gewählt wurden. Die Ursache darin liegt in zwei Effekten. Zum einen wird in der rechnerischen Traglast der Stahlbetonstütze ohne LC-Element  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  die Längsbewehrung berücksichtigt, die erheblich zur Traglast beiträgt und zum anderen entsteht durch die stärkere Querdehnung des Leichtbetons eine Querkzugspannung in dem angrenzenden unbewehrten Bereich der Stütze. Es ist festzustellen, dass der bezogene Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  bei unterschiedlichen Exzentrizitäten nahezu identisch ist. Die Exzentrizität lässt sich für den bezogenen Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  herausrechnen und es ist kein darüber hinausgehender Effekt der Exzentrizität auf die Traglast erkennbar. Die Versuche V1.3 bis V1.5 sind bis auf die verwendete Einbauhilfe (Erläuterung in Abschnitt 4.2.1) mit den vier GFK-Bewehrungsstäben identisch. Da alle drei Versuche V1.3 bis V1.5 nahezu den gleichen Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  erreichen, besitzt die Einbauhilfe keinen relevanten Einfluss auf die Traglast. Lediglich im Nachbruchverhalten war festzustellen, dass eine klaffende Fuge ( $\approx 10\text{ mm}$ ) bei Versuch V1.5 (ohne Einbauhilfe) auf der nicht überdrückten Seite an der Oberkante des Elementes an der Kontaktzone zum Ortbeton erkennbar ist, wohingegen bei den Versuchen V1.3 und V1.4 mit Einbauhilfe nur eine 1 - 2 mm dicke Fuge aufgegangen (vgl. Abb. 4-23) war.



Abb. 4-23: Weniger gedrückte Seite nach dem Versagen (links V1.3 (mit Einbauhilfe), Mitte V1.4 (mit Einbauhilfe), rechts V1.5 (ohne Einbauhilfe))

Weiterhin ist zu erkennen, dass weder am Kopfende der Längsbewehrung Risse erkennbar sind noch ist der Beton am Kopfende der Längsbewehrung zermahlen (vgl. Abb.

4-24). Zwischen der Oberseite des LC-Elementes und dem Beton entsteht aufgrund der rauen Oberfläche ein sehr guter Verbund (vgl. Abb. 4-24).



Abb. 4-24: Bruchbild und Detailansicht der Bewehrung sowie des Verbundes zwischen Beton und Leichtbeton bei V1.1

### 4.6.4 Versuchsreihe 2

Der Versuchskörper V2.1 wies im Bereich der endenden Längsbewehrung (vgl. Bereich „B“ und „C“ dargestellt in Abb. 4-5) Risse auf. Diese wuchsen schlagartig nach oben (vgl. Abb. 4-25). Der Versuchskörper V2.2 versagte im ungestörten Bereich der Stütze durch Erreichen der Tragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes. Die dabei erreichten Traglasten und die zugehörigen Exzentrizitäten sind in Tabelle 4–5 zu finden.

Tabelle 4–5: Gemessene Traglasten von Versuchsreihe 2

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität in mm	Gemessene Exzentrizität am LC-Element in mm	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement in mm	Statische Traglast $N_{R,Versuch}$ in kN
V2.1	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 23$	$e_{x,ist,unten} = 21$	2332
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	nicht gemessen	
V2.2	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 27$	$e_{x,ist,unten} = 21$	2482
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 5$	nicht gemessen	

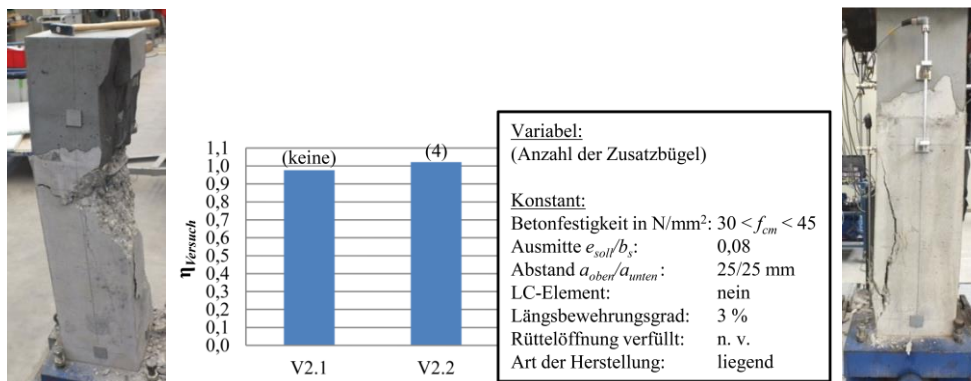


Abb. 4-25: Versuchskörper V2.1 (links) und V2.2 (rechts) nach der Prüfung, sowie der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  von Versuchsreihe 2 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität (mittig)

Die erreichte Traglast der beiden Versuchskörper ist in Abb. 4-25 der mit INCA2 ermittelten Querschnittstragfähigkeit  $N_{R,Theorie, QS, StB}$ , unter Berücksichtigung gemessener Festigkeiten der Materialien und ermittelter Exzentrizität, der Belastung gegenübergestellt. Es ist hierbei festzustellen, dass Prüfkörper V2.1 einen Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  nach Gl. 4–2 von 0,977 erreicht. Das bedeutet, dass der 25 mm dicke Bereich des Betons oberhalb der endenden Längsbewehrung in der Lage ist, 97,7 % der Querschnittstragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes abzutragen. Dabei trägt die Längsbewehrung etwa zu 1/3 zu der gesamten Querschnittstragfähigkeit bei, somit verbleibt ein Traganteil von etwa 2/3 für den Beton. Da der erreichte Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  wesentlich größer als 2/3 der Querschnittstragfähigkeit ist, wird ersichtlich, dass ein erheblicher Anteil der Kraft der Längsbewehrung vom unbewehrten Bereich aufgenommen werden kann. Der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  nach Gl. 4–2 von 1,022 und das Bruchbild von Prüfkörper V2.2 zeigen, dass Prüfkörper V2.2 aufgrund des Erreichens der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze versagte. Es ist offensichtlich, dass die Zusatzbügel ausreichen, um den unbewehrten Bereich mit der Dicke  $a$  über die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze hinaus zu verstärken.

### 4.6.5 Versuchsreihe 3

Das Ziel der Untersuchung ist, die Tragfähigkeit des Bereichs oberhalb der Längsbewehrung bei Verwendung des LC-Elementes näher zu analysieren (vgl. Bereich „C“ in Abb. 4-5). Die drei Versuchskörper V3.1 bis V3.3 mit einem LC-Element zeigen ein ähnliches Versagen. Stets traten in dem kritischen Bereich unterhalb des LC-Elementes Risse auf und wuchsen von dort ausgehend schlagartig (vgl. Abb. 4-26). Dagegen versagte die Referenzstütze I (V3.4) im Bereich des ungestörten Querschnittes auf halber Höhe zwischen dem Bereich der Decke aus UHPC und dem unteren Lager. Dabei löste sich die Betondeckung vom durch die Bügel bzw. Zusatzbügel umschlossenen Bereich des Querschnittes. Die erreichten Traglasten der Versuchsstützen ( $N_{R,Versuch}$ ) mit LC-Element betrugen 1779 kN für V3.1, 2007 kN für V3.2 mit einem Zusatzbügel und 2546 kN für V3.3 mit drei Zusatzbügeln. Dabei ist zu beachten, dass die Betonfestigkeit von V3.3 deutlich oberhalb der Betonfestigkeit von V3.1 und V3.2 lag (vgl. Anhang C). Anhand des Bruchbildes von V3.3 ist davon auszugehen, dass mit 2546 kN die Tragfähigkeit des LC-Elementes erreicht wurde. Die Traglast einer Referenzstütze mit durchgehender Bewehrung betrug 2911 kN. Die aus den Verformungen nach Gl. 4–3 bis Gl. 4–5 zurückgerechneten Exzentrizitäten der Normalkraft sind in Tabelle 4–6 zu finden.





Abb. 4-26: Bruchbilder der Versuchsreihe 3 mit V3.1 (links) bis V3.4 (rechts)

Tabelle 4–6: Gemessene Traglasten von Versuchsreihe 3

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität in mm	Gemessene Exzentrizität am LC-Element in mm	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement in mm	Statische Traglast $N_{R,Versuch}$ in kN
V3.1	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 11$	$e_{x,ist,unten} = 18$	1779
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 6$	$e_{y,ist,unten} = 1$	
V3.2	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 14$	$e_{x,ist,unten} = 21$	2007
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	$e_{y,ist,unten} = 0$	
V3.3	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 9$	$e_{x,ist,unten} = 14$	2546
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = -2$	$e_{y,ist,unten} = 1$	
Referenz I (V3.4)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 21$	$e_{x,ist,unten} = 27$	2911
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	$e_{y,ist,unten} = 1$	

Die erreichte Traglast der vier Versuchskörper wird der Tragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes unter Berücksichtigung der gemessenen Exzentrizität der Normalkraft entsprechend des Verhältniswertes nach Gl. 4–2 gegenübergestellt. Der erreichte Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  liegt bei Versuch V3.1 (ohne Zusatzbügel) bei 0,652 (vgl. Abb. 4-27). Durch die Zusatzbügel konnte die Traglast gesteigert werden, wobei festzuhalten ist, dass durch einen Zusatzbügel (Versuch V3.2) eine Steigerung von  $\eta_{Versuch}$  auf 0,737 und somit eine Erhöhung um  $\approx 0,08$  erreicht werden konnte. Die insgesamt drei Bügel, die bei Versuch V3.3 verbaut waren, führten zu einer weiteren Steigerung des Verhältniswertes  $\eta_{Versuch}$  auf 0,775, was einer Erhöhung um 0,12 entspricht. Es ist darüber hinaus nicht gelungen, den kritischen Bereich so weit zu stärken, dass das Versagen im ungestörten Bereich aufgetreten ist, was insbesondere auf die in Abschnitt 4.2.2 erläuterten Fehlstellen zurückzuführen ist. Die Referenzstütze hingegen versagte bei einem  $\eta_{Versuch}$  von 1,075 (vgl. Abb. 4-28). Als wichtige Erkenntnis aus dieser Versuchsreihe ist zu beachten, dass Fehlstellen in der Mitte der Stütze und die daraus folgende Lastumlenkung zu starken Abminderungen der Traglast führen und daher unbedingt zu vermeiden sind.

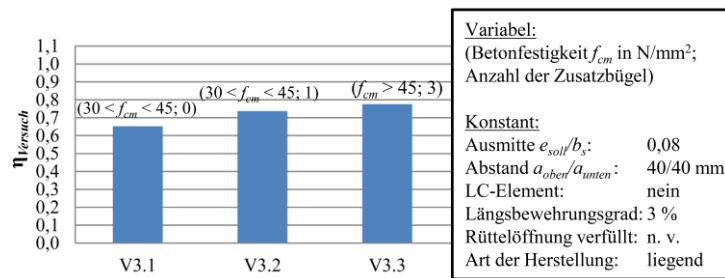


Abb. 4-27: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie,QS,StB}$  von Versuchsreihe 3 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

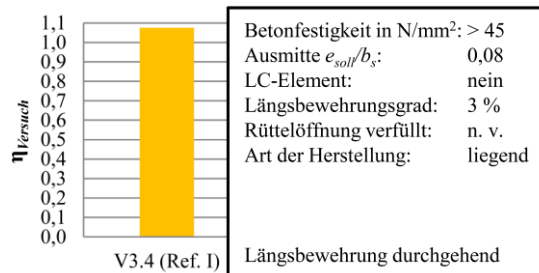


Abb. 4-28: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie,QS,StB}$  der Referenzstütze I (V3.4) unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

### 4.6.6 Versuchsreihe 4

Die Versagensstelle und Rissbildung der Versuchskörper V4.1, V4.2 und V4.4 liegt in dem Bereich „B“ und „C“ unterhalb des LC-Elementes nach Abb. 4-5. Bei der Referenzstütze V4.6, der Stütze V4.3 (mit drei Zusatzbügeln) und der Stütze V4.5 (mit verfüllter Rüttelöffnung aus UHPC und zwei Zusatzbügeln) trat das Versagen im ungestörten Bereich des Querschnittes (Bereich „A“ nach Abb. 4-5) auf. Hierbei löste sich die Betondeckung von dem durch Bügel umschlossenen Kern. Die entsprechenden Bruchbilder sind in Abb. 4-29 dargestellt.



Abb. 4-29: Bruchbilder der Versuchsreihe 4 mit V4.1 (links) bis V4.6 (rechts)

Die in den Versuchen erreichten Traglasten der Versuchskörper V4.1, V4.2, V4.3 und V4.6 liegen zwischen 1745 kN und 1778 kN. Bei den Versuchskörpern V4.4 und V4.5 wurde durch einen höheren Längsbewehrungsgrad und der verfüllten Rüttelöffnung durch UHPC eine höhere Traglast erreicht. Die aus den Verformungen nach Gl. 4–3 bis Gl. 4–5 zurückgerechneten Exzentrizitäten der Normalkraft sind in Tabelle 4–7 zu finden.

Tabelle 4–7: Gemessene Traglasten von Versuchsreihe 4

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität in mm	Gemessene Exzentrizität am LC-Element in mm	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement in mm	Statische Traglast $N_{R,Versuch}$ in kN
V4.1	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 20$	$e_{x,ist,unten} = 32$	1745
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 3$	$e_{y,ist,unten} = -3$	
V4.2	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 22$	$e_{x,ist,unten} = 35$	1778
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	$e_{y,ist,unten} = -15$	
V4.3	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 22$	$e_{x,ist,unten} = 32$	1767
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 3$	$e_{y,ist,unten} = -10$	
V4.4	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 22$	$e_{x,ist,unten} = 32$	2004
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 7$	$e_{y,ist,unten} = 18$	
V4.5	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 16$	$e_{x,ist,unten} = 31$	2120
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 5$	$e_{y,ist,unten} = -5$	
Referenz II (V4.6)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 23$	$e_{x,ist,unten} = 34$	1747
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 6$	$e_{y,ist,unten} = 12$	

Die erreichte Traglast der Versuchskörper  $N_{R,Versuch}$  wird der Tragfähigkeit des Querschnittes unter Berücksichtigung der gemessenen Exzentrizität der Normalkraft  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  entsprechend Gl. 4–2 gegenübergestellt (siehe Abb. 4-30). Dabei wird die Exzentrizität für den Bereich angesetzt, in dem das Versagen eingetreten ist. Bei V4.1, V4.2 und V4.4 wird entsprechend des Bruchbildes jeweils der Mittelwert der oberen und der unteren Exzentrizität und bei den restlichen Versuchen nur die untere Exzentrizität angesetzt. Es ist zu beachten, dass bei den Stützen V4.2 bis V4.6 eine wesentliche, zusätzliche Exzentrizität senkrecht zur planmäßig aufgetragenen Exzentrizität vorhanden war. Bei Versuch V4.5 versagte die Stahlbetonstütze im ungestörten Bereich, obwohl die rechnerische Tragfähigkeit des Querschnittes mit  $\eta_{Versuch} = 0,967$  noch nicht erreicht wurde. Dies ist durch übliche Streuungen bei Versuchsdurchführungen zu erklären.



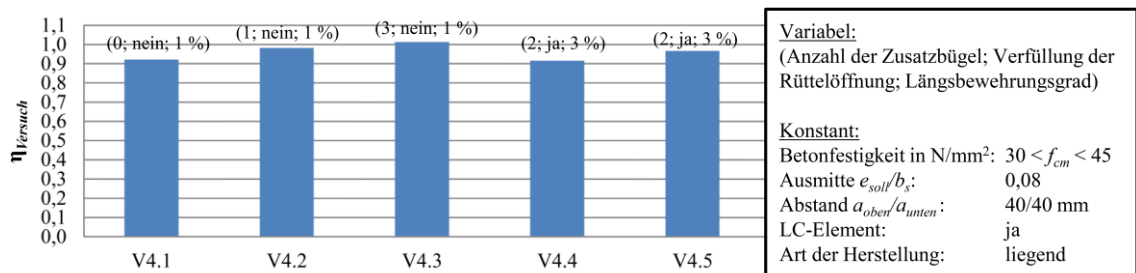


Abb. 4-30: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  von Versuchsreihe 4 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

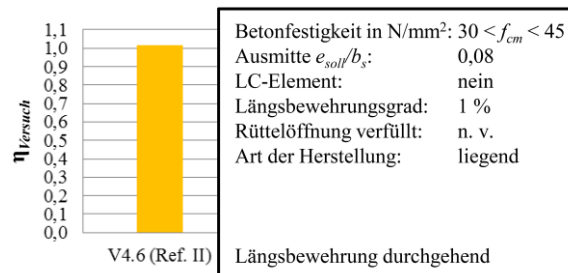


Abb. 4-31: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  der Referenzstütze II (V4.6) unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

Die Anordnung eines Zusatzbügels (V4.2) steigert den Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  um 0,06 gegenüber der Stütze V4.1 (ohne Zusatzbügel). Durch die beiden weiteren Zusatzbügel bei V4.3 (drei Zusatzbügel) konnte eine zusätzliche Steigerung der Traglast erreicht, und das Versagen in den ungestörten Bereich der Stütze verlagert werden. Die Tatsache, dass die Versuche V4.4 und V4.5 mit einem höheren Bewehrungsgehalt ungefähr den Verhältniswert wie die Versuche V4.1 bis V4.3 erreichen, lässt sich durch die Verwendung von Zusatzbügeln und der mit UHPC verfüllten Rüttelöffnung erklären. Die aus der höheren Kraft in der Bewehrung zusätzlich zu übertragende Kraft wird größtenteils durch die mit einem UHPC verfüllte Rüttelöffnung übernommen.

### 4.6.7 Versuchsreihe 5

Bei allen 20 Versuchskörpern hat sich stets die Betondeckung von dem durch Bügel bzw. Zusatzbügel umschlossenen Bereich des Querschnittes gelöst. Die in den Versuchen erreichten Traglasten und die berechneten Exzentrizitäten sind in Tabelle 4–8 zu finden.

## 4 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses

Tabelle 4–8: Gemessene Traglasten und Exzentrizitäten der Belastung von Versuchsreihe 5

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität in mm	Gemessene Exzentrizität am LC-Element in mm	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement in mm	Statische Traglast $N_{R,Versuch}$ in kN
V5.1	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 26$	$e_{x,ist,unten} = 23$	1571
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 5$	$e_{y,ist,unten} = 0$	
V5.2	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 27$	$e_{x,ist,unten} = 25$	1619
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 0$	$e_{y,ist,unten} = 3$	
V5.3	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 36$	$e_{x,ist,unten} = 27$	1482
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 5$	$e_{y,ist,unten} = 6$	
V5.4	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 25$	$e_{x,ist,unten} = 21$	1656
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 2$	$e_{y,ist,unten} = 6$	
V5.5	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 27$	$e_{x,ist,unten} = 21$	1727
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 0$	$e_{y,ist,unten} = 3$	
V5.6 (Ref. III)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 25$	$e_{x,ist,unten} = 26$	1853
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 2$	$e_{y,ist,unten} = 1$	
V5.7	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 28$	$e_{x,ist,unten} = 23$	2265
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 2$	$e_{y,ist,unten} = 2$	
V5.8	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 26$	$e_{x,ist,unten} = 23$	2055
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	$e_{y,ist,unten} = 3$	
V5.9	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 29$	$e_{x,ist,unten} = 26$	2026
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	$e_{y,ist,unten} = 0$	
V5.10 (Ref. IV)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 23$	$e_{x,ist,unten} = 25$	2035
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 2$	$e_{y,ist,unten} = 0$	
V5.11 (Ref. V)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 21$	$e_{x,ist,unten} = 20$	2194
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	$e_{y,ist,unten} = 1$	
V5.12 (Ref. VI)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 22$	$e_{x,ist,unten} = 19$	1636
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 3$	$e_{y,ist,unten} = 1$	
V5.13 (Ref. VII)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 19$	$e_{x,ist,unten} = 17$	1640
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 1$	$e_{y,ist,unten} = 0$	
V5.14 (Ref. VIII)	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 18$	$e_{x,ist,unten} = 23$	1552
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 2$	$e_{y,ist,unten} = 1$	
V5.15	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 27$	$e_{x,ist,unten} = 23$	1382
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 2$	$e_{y,ist,unten} = 1$	
V5.16	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 22$	$e_{x,ist,unten} = 20$	1462
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 4$	$e_{y,ist,unten} = 0$	
V5.17	$e_{x,soll} = 20$	$e_{x,ist,oben} = 21$	$e_{x,ist,unten} = 18$	1578
	$e_{y,soll} = 0$	$e_{y,ist,oben} = 6$	$e_{y,ist,unten} = 3$	
V5.18	$e_{x,soll} = 14$	$e_{x,ist,oben} = 17$	$e_{x,ist,unten} = 17$	1772
	$e_{y,soll} = 14$	$e_{y,ist,oben} = 20$	$e_{y,ist,unten} = 15$	
V5.19	$e_{x,soll} = 14$	$e_{x,ist,oben} = 15$	$e_{x,ist,unten} = 16$	1871
	$e_{y,soll} = 14$	$e_{y,ist,oben} = 19$	$e_{y,ist,unten} = 16$	
V5.20	$e_{x,soll} = 14$	$e_{x,ist,oben} = 19$	$e_{x,ist,unten} = 11$	1775
	$e_{y,soll} = 14$	$e_{y,ist,oben} = 13$	$e_{y,ist,unten} = 13$	

Mit den Versuchskörpern V5.1 bis V5.2 wurde untersucht, wie es sich auswirkt, wenn die Bewehrung aus der Stütze im Geschoss darüber direkt auf das LC-Element ( $a_{oben} = 0$  mm) aufgestellt wird, anstelle einen Abstand von 40 mm einzuhalten. Zum Vergleich wurden drei Versuchskörper (V5.3 bis V5.5) mit einem Abstand  $a_{oben}$  von 40 mm erstellt. In allen fünf Versuchen V5.1 bis V5.5 stellte sich das gleiche Bruchbild ein (vgl. Abb. 4-32 und

Abb. 4-33). Hierbei zeigt sich, dass das Versagen stets einige Zentimeter unterhalb des LC-Elementes begonnen hat. Nach Entfernen der losen Betonteile ist zu erkennen, dass ausschließlich die Betondeckung abgeplatzt ist und der von Bügeln umschlossene Bereich weiterhin intakt ist. Dies gilt ebenfalls für das LC-Element und den Bereich mit den drei Zusatzbügeln unterhalb des LC-Elementes (vgl. Abb. 4-32 und Abb. 4-33).



Abb. 4-32: Bruchbilder vor (jeweils linkes Bild) und nach (jeweils rechtes Bild) dem Entfernen der losen Teile von V5.1 (links) und V5.2 (rechts)



Abb. 4-33: Bruchbilder vor (jeweils linkes Bild) und nach (jeweils rechtes Bild) dem Entfernen der losen Teile von V5.3 (links) bis V5.5 (rechts)

Da zwischen den Versuchen V5.1 bis V5.5 nahezu kein Unterschied im bezogenen Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  nach Gl. 4-2 besteht, ist ersichtlich, dass der Abstand der Längsbewehrung aus der darüber liegenden Stütze  $a_{\text{oben}}$  für die Traglast des Stützenanschlusses vernachlässigbar ist (vgl. Abb. 4-34).

## 4 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anchlusses

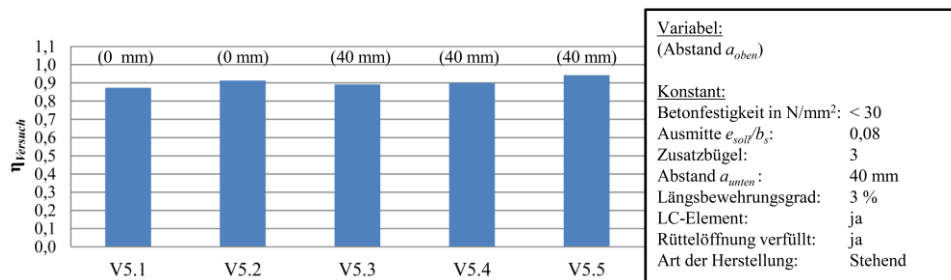


Abb. 4-34: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie,QS,StB}$  der Versuche V5.1 bis V5.5 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

Bei den Versuchen V5.18 bis V5.20 wurde eine Belastung über Eck ( $e_x = e_y = 14,14$  mm) aufgebracht. Die Bruchbilder sind in Abb. 4-35 dargestellt. Hierbei zeigte sich der Beginn des Versagens stets unterhalb des LC-Elementes. Es platzte ausschließlich die Betondeckung ab und der von Bügeln umschlossene Bereich war weiterhin intakt. Da die Versuche V5.18 bis V5.20 den gleichen Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  erreichen (siehe Abb. 4-36), wie die Versuche V5.1 bis V5.5, konnte gezeigt werden, dass die Richtung der Exzentrizität für die Traglast des Stützenanschlusses vernachlässigbar ist, solange der Wert der Gesamtexzentrizität  $e_{ges}$  konstant gehalten wird.

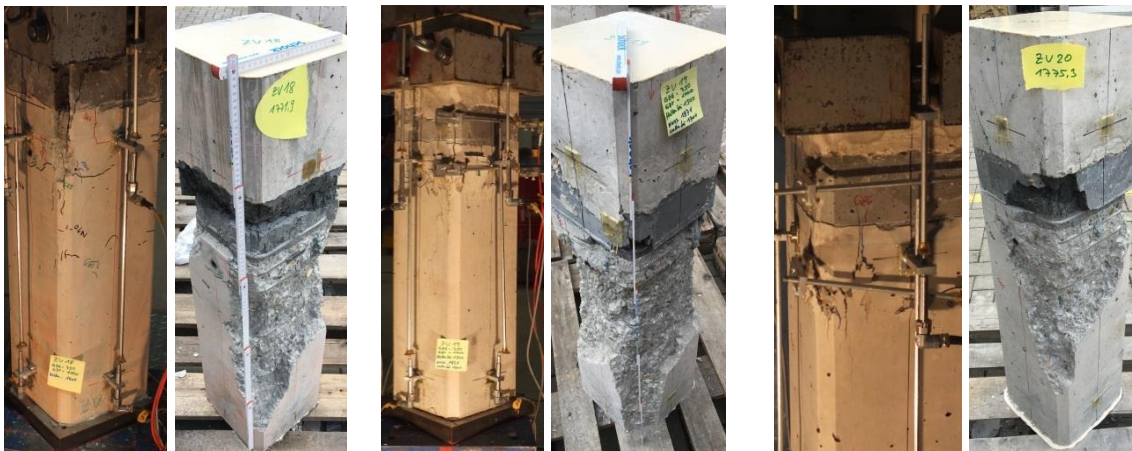


Abb. 4-35: Bruchbilder vor (jeweils linkes Bild) und nach (jeweils rechtes Bild) dem Entfernen der losen Teile von V5.18 (links) bis V5.20 (rechts)

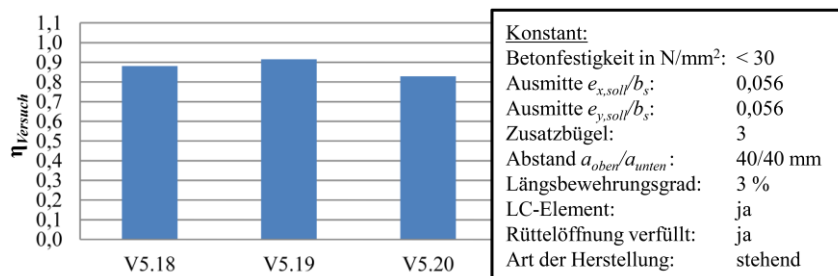


Abb. 4-36: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie,QS,StB}$  der Versuche V5.18 bis V5.20 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität



Bei den Referenzstützen V5.6, V5.10 und V5.11 trat das Versagen im ungestörten Bereich des Querschnittes auf (vgl. Abb. 4-37). Bei Versuch V5.11 begannen die Risse in der Nähe des Fußpunktes. Die Bruchbilder (vgl. Abb. 4-37) der drei Referenzstützen sahen nach dem Entfernen der losen Teile nahezu identisch aus, wodurch davon auszugehen ist, dass alle drei Körper durch Erreichen ihrer Querschnittstragfähigkeit versagten.



Abb. 4-37: Bruchbilder vor (jeweils linkes Bild) und nach (jeweils rechtes Bild) dem Entfernen der losen Teile von V5.6 (links), V5.10 (mittig) und V5.11 (rechts)

Bei den Referenzstützen V5.12 bis V5.14 mit einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  trat das Versagen planmäßig im ungestörten Bereich des Querschnittes auf. Die dazugehörigen Bruchbilder sind in Abb. 4-38 dargestellt. Die Stütze V5.13 wurde aufgrund eines Softwarefehlers im Steuerprogramm ohne Zyklus direkt zu Bruch gefahren, wobei die Fixierung der Linien-Kipplager erst kurz vor Bruch geöffnet wurde.



Abb. 4-38: Bruchbilder vor (jeweils linkes Bild) und nach (jeweils rechtes Bild) dem Entfernen der losen Teile von V5.12 (links) bis V5.14 (rechts)

Die Referenzstützen erreichten einen mittleren Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  von  $\approx 1,0$  und haben erwartungsgemäß entsprechend ihrer Bruchbilder die Querschnittstragfähigkeit erreicht (vgl. Abb. 4-39).

## 4 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anchlusses

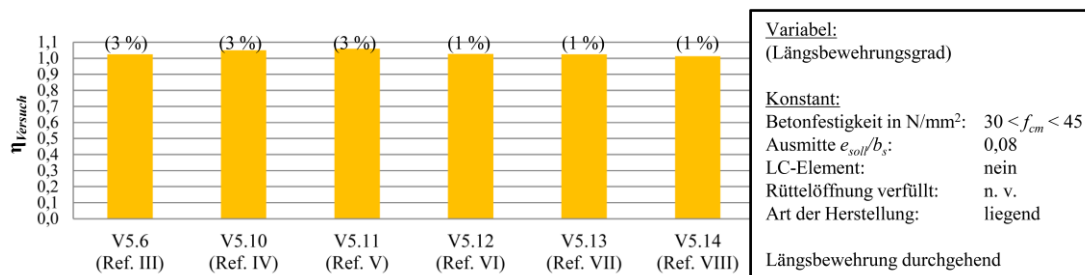


Abb. 4-39: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie,QS,StB}$  der Referenzstützen III bis VIII unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

Die Versuchsstützen V5.7 bis V5.9 mit einer hohen Betondruckfestigkeit versagten unmittelbar am LC-Element. Die Risse wuchsen von dort aus nach oben und unten (vgl. Abb. 4-40). Im Gegensatz zu den anderen Versuchen war die Traglast so hoch, dass sich die Rissbildung bis in den Stützenkopf ausgebreitet hat. Ferner war ersichtlich, dass das LC-Element seine Tragfähigkeit erreichte, da dieses auch innerhalb des Bügels im LC-Element zermahlen war und die losen Bruchstücke einfach entfernt werden konnten (vgl. Abb. 4-40).



Abb. 4-40: Bruchbilder vor (jeweils linkes Bild) und nach (jeweils rechtes Bild) dem Entfernen der losen Teile von V5.7 (links) bis V5.9 (rechts)

Es ist festzuhalten, dass sich bei einer höheren Betondruckfestigkeit und gleichem Bewehrungsgrad der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Versuche V5.7 bis V5.9 gegenüber den Versuchen V5.1 bis V5.5 um  $\approx 0,1$  verringert (vgl. Abb. 4-41), auch wenn die Druckfestigkeit bei der Bestimmung des Verhältniswertes in der Berechnung der Querschnittstragfähigkeit nach Gl. 4-2 berücksichtigt wird.

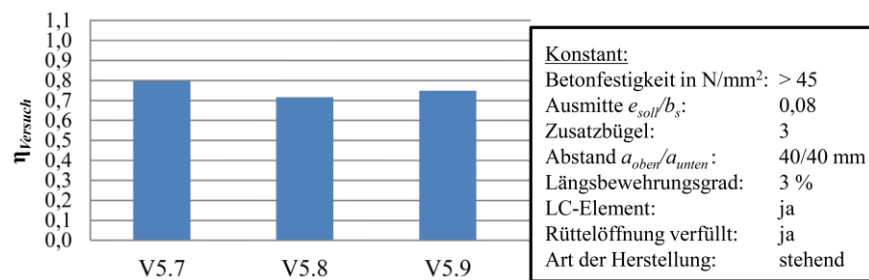


Abb. 4-41: Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,\text{Versuch}}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,\text{Theorie,QS,StB}}$  der Versuche V5.7 bis V5.9 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

Die Versuchsstützen V5.15 und V5.16 mit einem LC-Element und einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  versagten im kritischen Bereich unterhalb des LC-Elementes (vgl. Abb. 4-42). Bei Versuchsstütze V5.17 begannen die Risse relativ mittig in der Stahlbetonstütze, ähnlich zu den Referenzstützen. Die Bruchbilder nach dem Entfernen der losen Teile sind in Abb. 4-42 zu finden. Es zeigte sich bei allen drei Versuchskörpern eine horizontale und vertikale Rissbildung bereits bei Erreichen der Gebrauchslaststufen, welche bei allen anderen Versuchskörpern nicht auftrat. Die entstandenen Risse sind mit jeder Laststufe deutlich gewachsen. Im Zuge der mehrfachen Belastung wurde eine deutliche Vorschädigung für diese drei Stützen aufgebracht, wodurch Auswirkungen auf die Traglast anzunehmen sind. Der erreichte Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  der Versuche V5.15 bis V5.17 lag im Bereich von 0,9 (vgl. Abb. 4-43).



Abb. 4-42: Bruchbilder vor (jeweils linkes Bild) und nach (jeweils rechtes Bild) dem Entfernen der losen Teile von V5.15 (links) bis V5.17 (rechts)



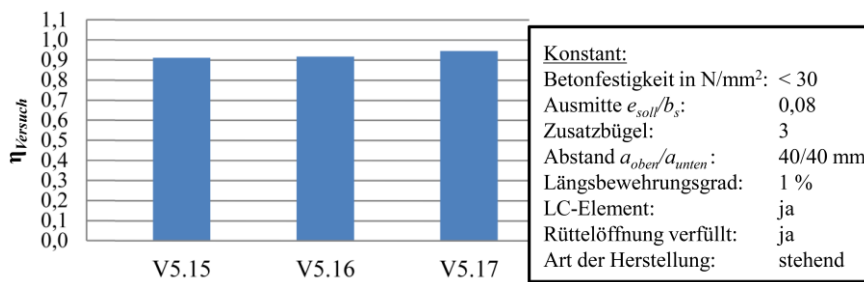


Abb. 4-43: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  der Versuche V5.15 bis V5.17 unter Berücksichtigung der vorhandenen Exzentrizität

### 4.7 Auswertung der Versuchsreihen

#### 4.7.1 Auswirkungen der Betondruckfestigkeit

Mit zunehmender Zylinderdruckfestigkeit der Stahlbetonstütze steigt im Mittel die im Versuch erreichte absolute Traglast  $N_{R,Versuch}$  an. Bei den Versuchsreihen wurden außer der Zylinderdruckfestigkeit auch Parameter, wie z. B. der Längsbewehrungsgrad und die Exzentrizität der Belastung verändert. Daher ist es erforderlich, den Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  nach Gl. 4-2 aus dem Tragwiderstand im Versuch  $N_{R,Versuch}$  und aus der rechnerischen bzw. theoretischen Traglast der Stahlbetonstütze ohne LC-Element  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  unter der Berücksichtigung der Exzentrizität der Belastung nach Gl. 4-3 bis Gl. 4-5 zu bilden, um Rückschlüsse über die Auswirkung einer höheren oder niedrigeren Betondruckfestigkeit ziehen zu können (vgl. Abb. 4-44). Es zeigt sich, dass mit zunehmender Zylinderdruckfestigkeit des Betons der Stahlbetonstütze  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  geringer wird, obwohl durch den Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  eine Normierung zur Herausrechnung der Druckfestigkeit des Stützenbetons erfolgt. Die Zylinderdruckfestigkeit, ab der eine Reduktion des bezogenen Verhältniswertes beginnt, liegt zwischen 38 N/mm<sup>2</sup> und 50 N/mm<sup>2</sup>. Da keine Versuche in diesem Bereich der Druckfestigkeit durchgeführt wurden, erfolgt die Auswertung mithilfe der numerischen Modellierung nach Kapitel 5.

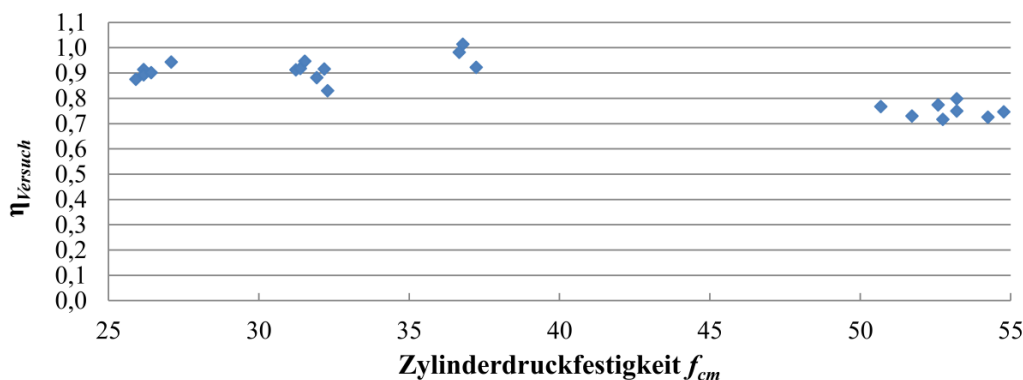


Abb. 4-44: Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm}$



#### 4.7.2 Auswirkungen der Festigkeit des Anschlusselementes

Bei den Versuchskörpern mit hohen Zylinderdruckfestigkeiten war das LC-Element auch innerhalb des Bügels stark geschädigt, daher ist davon auszugehen, dass die Tragfähigkeit des LC-Elementes erreicht wurde. Die starke Querdehnung folgt aus einer höheren Querdehnzahl im Bereich des Bruches, wodurch Makrorisse in der Stahlbetonstütze unterhalb des LC-Elementes auftraten. Zur Untersuchung dieses Sachverhaltes ist in Abb. 4-45 der Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  über den bezogenen Verhältniswert des LC-Elementes  $\eta_{\text{LC-Element}}$  nach Gl. 4–7 dargestellt. Zur Bestimmung von  $\eta_{\text{LC-Element}}$  wird die zentrische Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes unter Berücksichtigung der Rüttel- bzw. Vergussöffnung  $N_{R,\text{Theorie,LC-Element,zentrisch,QS}}$  ins Verhältnis gesetzt zur zentrischen Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze  $N_{R,\text{Theorie,Stütze,zentrisch,QS}}$ . Bei den Versuchskörpern mit verfüllter Rüttelöffnung mit der Fläche  $A_{\text{VM}}$  wird die Traglast dieses Kerns unter Verwendung der Festigkeit des Vergussmörtels  $f_{\text{VM}}$  berücksichtigt. Bei einem bezogenen Verhältniswert des LC-Elementes  $\eta_{\text{LC-Element}} > 1,0$  liegt die Tragfähigkeit des LC-Elementes oberhalb jener der Stahlbetonstütze. Laststeigernde oder reduzierende Querdehnungseffekte werden dabei vernachlässigt.

$$\eta_{\text{LC-Element}} = \frac{N_{R,\text{Theorie,LC-Element,zentrisch,QS}}}{N_{R,\text{Theorie,Stütze,zentrisch,QS}}} = \frac{A_{\text{lc,netto}} \cdot f_{\text{lc}} + (A_{\text{VM}} \cdot f_{\text{VM}})}{A_{\text{s}} \cdot f_{\text{y}} + A_{\text{c}} \cdot f_{\text{c}}} \quad \text{Gl. 4-7}$$

Die Bandbreite von  $\eta_{\text{LC-Element}}$  in den Versuchen liegt zwischen 0,75 und 1,5. Für den Fall einer höheren Festigkeit des LC-Elementes ( $\eta_{\text{LC-Element}} > 1,0$ ) liegt der bezogene Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  im Bereich von  $\approx 0,9$  (vgl. Abb. 4-45). Erreicht das LC-Element weniger als 80 % der Traglast der Stahlbetonstütze, reduziert sich der erreichte bezogene Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  auf 0,7 bis 0,8.

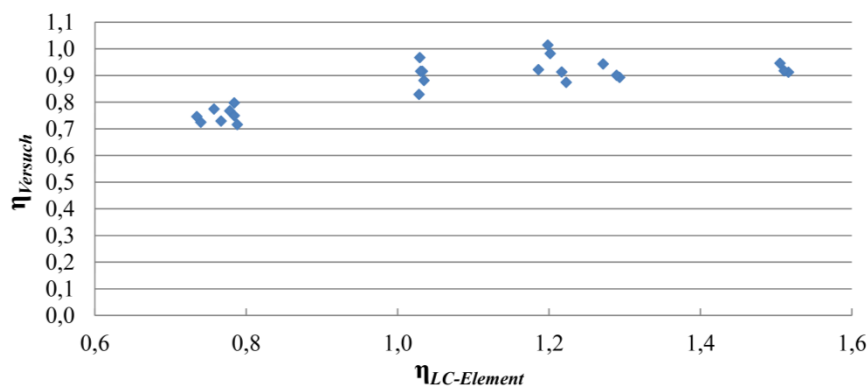


Abb. 4-45: Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  in Abhängigkeit des Verhältniswertes  $\eta_{\text{LC-Element}}$  der Tragfähigkeit des LC-Elementes bezogen auf die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze

### 4.7.3 Auswirkungen des Längsbewehrungsgrades

Die Kraft aus der Längsbewehrung muss zusätzlich zu der Kraft aus dem Beton von dem LC-Element übertragen werden. Daher ist damit zu rechnen, dass ein höherer Längsbewehrungsgrad zu niedrigeren Traglasten im Verhältnis zur Querschnittstragfähigkeit führt. Abb. 4-46 zeigt den Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  nach Gl. 4-2 in Abhängigkeit des im Versuch vorhandenen Längsbewehrungsgrades. Die Versuche mit höherfesten Betonen bei denen das LC-Element versagte, werden zur Untersuchung der Auswirkung des Längsbewehrungsgrades nicht berücksichtigt. Es ist erkennbar, dass im Mittel eine geringe Abnahme des Verhältniswertes  $\eta_{\text{Versuch}}$  mit einem höheren Längsbewehrungsgrad einhergeht. Die Streuung des Verhältniswertes  $\eta_{\text{Versuch}}$  bei den Bewehrungsgraden ist sehr hoch, weswegen erst im Zuge der numerischen Untersuchungen in Kapitel 5 eine zutreffende Schlussfolgerung erfolgen kann.

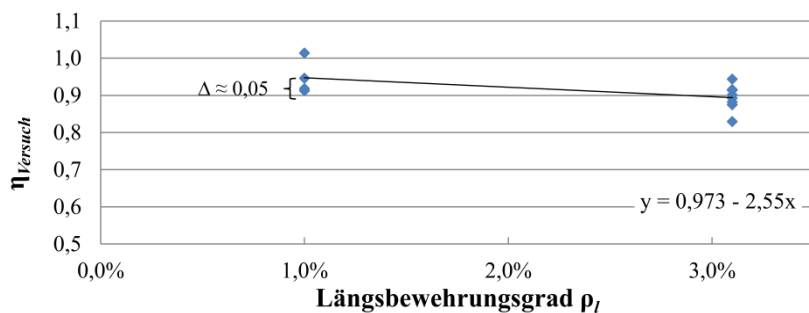


Abb. 4-46: Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  bei unterschiedlichem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$

### 4.7.4 Auswirkungen der Zusatzbügel im Anschlussbereich

Durch Versuchsreihe 2 konnte gezeigt werden, dass es ohne das LC-Element grundsätzlich möglich ist, die Tragfähigkeit des Bereichs oberhalb der endenden Längsbewehrung soweit zu steigern, dass die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze maßgebend wird. Die Versuchsreihen 3 und 4 lassen erkennen, dass durch die Anordnung von Zusatzbügeln in dem oberen Stützenbereich ohne Längsbewehrung unterhalb des LC-Elementes eine deutliche Steigerung der Traglast erreicht wird. Dabei ist mehr als ein Zusatzbügel erforderlich, um die maximale Traglast erreichen zu können. Unter Anordnung von drei bzw. vier Zusatzbügeln konnte die Traglast des Anschlussbereichs unterhalb des LC-Elementes soweit gesteigert werden, dass die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze maßgebend für das Versagen wurde. Durch die Anordnung von drei Zusatzbügeln unter dem LC-Element konnte die Traglast der Stütze V3.3 (bzw. V4.3) gegenüber V3.1 (bzw. V4.1) gesteigert werden, sodass sich der Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  von 0,73 (bzw. 0,90) auf 0,88 (bzw. 0,98) erhöht (vgl. Abb. 4-47).



Abb. 4-47: Verhältniswert bei unterschiedlicher Anzahl von Zusatzbügel

Mithilfe von DMS wurde die Wirksamkeit der Zusatzbügel bei den Versuchen V3.2, V3.3, V4.2 und V4.4 aufgezeichnet. Die DMS wurden auf der infolge der Exzentrizität der Belastung stärker gedrückten Seite mittig auf den Bügel aufgebracht. Abb. 4-48 ist zu entnehmen, dass alle Zusatzbügel, wie zu erwarten, auf Zug belastet wurden. Dabei ist die Belastung auf der Ordinatennachse aufgetragen, und auf die maximale Traglast im jeweiligen Versuch  $N_{R,\text{Versuch}}$  normiert. Es ist zu erkennen, dass die Zusatzbügel in Versuch V4.2 und V4.4 eine Dehnung zwischen 1,1 und 2,0 ‰ bei Erreichen der Maximallast der Stütze aufweisen. Bei Versuchsreihe 3 wird durch die Fehlstelle der Kontaktzone in der Mitte der Stütze der Kraftfluss deutlich beeinflusst, sodass die Zusatzbügel in Versuchsreihe 3 nur eine Dehnung von 0,4 - 0,5 ‰ im Bruchzustand erreichen und nur etwa  $\frac{1}{4}$  der Zugfestigkeit der Bewehrung aktiviert wird (vgl. Abb. 4-48).

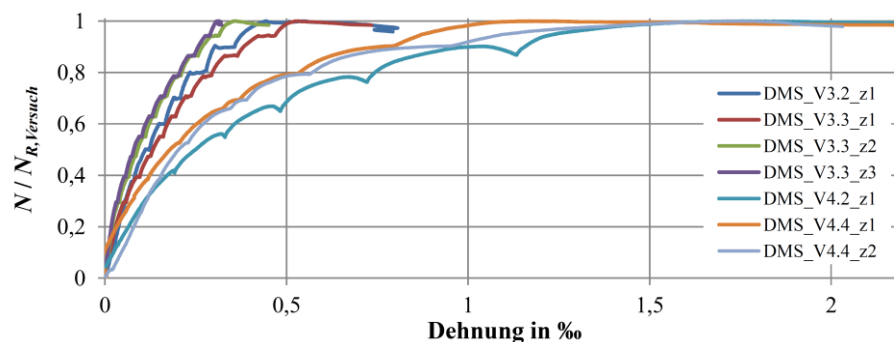


Abb. 4-48: Darstellung der Kraft in der Stütze normiert auf die jeweilige maximale Traglast im Versuch über der Dehnung in den Zusatzbügeln

#### 4.7.5 Auswirkungen der Bügel im Anschlusselement

Die größere Querdehnung des LC-Elementes im Vergleich zum Normalbeton aufgrund des geringeren Elastizitätsmoduls kann durch einen Zusatzbügel verringert werden. Durch diese Verbügelung tritt ein mehraxialer, traglaststeigernder Druckspannungszustand im LC-Element auf. Die Aktivierung des Zusatzbügels wurde mithilfe von DMS überprüft. In Abb. 4-49 ist die Belastung auf die jeweilige maximale Versuchslast  $N_{R,\text{Versuch}}$  normiert und über der Dehnung in ‰ aufgetragen. Dabei zeigt sich ein großer Streubereich zwischen 0,2 und 1,0 ‰ Dehnung bis zum Erreichen von  $N_{R,\text{Versuch}}$ . Folglich kann dieser Bügel nicht mit seiner vollen Tragfähigkeit angesetzt werden. Es zeigt sich jedoch im

Bruchbild der Stützen, dass der Teil des LC-Elementes außerhalb des Zusatzbügels zer-mahlen und abgeplatzt war, wohingegen der umschlossene Teil außer bei den hohen Traglasten stets intakt war.

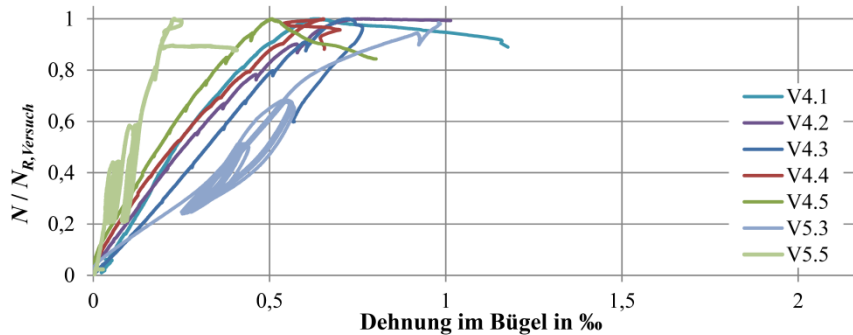


Abb. 4-49: Darstellung der Kraft in der Stütze normiert auf die jeweilige maximale Traglast im Versuch über der Dehnung im Bügel des LC-Elementes

### 4.7.6 Auswirkungen der Bügelbewehrung der Stahlbetonstütze

Ergänzend zu den Zusatzbügeln im Anschlussbereich und dem Zusatzbügel im LC-Element wurde die Dehnung der regulären Bügelbewehrung entsprechend Abb. 4-17 mit-hilfe von DMS aufgezeichnet. Die Bügelbewehrung führt zu einer Umschnürungswirkung für den Betonkern, wie in Abschnitt 3.2.4 erläutert. In Abb. 4-50 ist die Kraft in der Stütze, normiert auf die jeweilige Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$ , über der Dehnung aufgetra-gen. Hierbei ist zu erkennen, dass die Dehnung der Bügel zwischen 0,8 und 2,0 ‰ liegt. Wobei offensichtlich ist, dass der oberste Bügel (h1 nach Abb. 4-17) eine größere Dehnung erfährt als der darunter liegende Bügel (h2) bzw. (h3). Auch wenn die Bügel z. T. die Streckgrenze erreichen, zeigt der effektiv umschlossene Betonkern bei den Versuchs-körpern keine optischen Schädigungen. Lediglich die Betondeckung ist abgeplatzt.

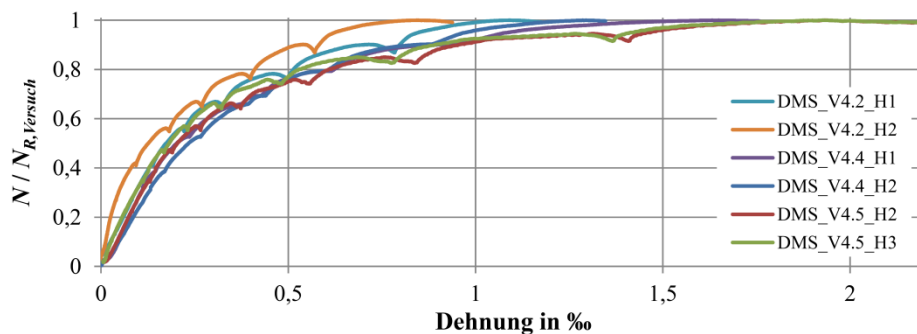


Abb. 4-50: Darstellung der Kraft in der Stütze, normiert auf die jeweilige maximale Traglast im Versuch, über der Dehnung in den Bügeln der Stahlbetonstütze

#### 4.7.7 Spitzendruck und Dehnung der Längsbewehrung

Um zu überprüfen, wie viel der Kraft über Spitzendruck in den Längsbewehrungsstab eingeleitet wird, wurden die Dehnungen in vertikaler Richtung auf den ersten Zentimetern der Längsbewehrung mithilfe von DMS überprüft. Da am oberen Ende ein Querkraftbügel vorhanden ist, wurden die DMS jeweils mittig zwischen den Querkraftbügeln angeordnet (siehe Abschnitt 4.4.3). Somit befindet sich der oberste DMS (v1) 40 mm unterhalb der Staboberkante. Entsprechend des Bügelabstandes von 80 mm liegt der zweite DMS (v2) bei 120 mm und der dritte DMS (v3) bei 200 mm (siehe Abb. 4-17). In Abb. 4-51 bis Abb. 4-54 ist die Kraft, auf die jeweilige Traglast der Stützen im Versuch  $N_{R,Versuch}$  normiert, über der Stauchung der Längsbewehrung dargestellt. Auf der linken Seite sind jeweils die Messwerte der Versuchskörper mit einer Längsbewehrung mit Stabdurchmesser 25 mm (Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,031$ ) sowie auf der rechten Seite mit einem Stabdurchmesser 14 mm ( $\rho_l = 0,01$ ) dargestellt. In Abb. 4-51 ist ersichtlich, dass die Längsbewehrung mit einem Durchmesser von 25 mm an der Stelle v1 eine Stauchung von 0,7 bis 1,6 ‰ erfährt, wobei der Mittelwert der Stauchung bei etwa 0,9 ‰ liegt. Da die Stauchung bei Erreichen des Mittelwertes der Streckgrenze bei  $\approx 2,75$  ‰ liegt, ist erkennbar, dass etwa 25 % bis 60 % der Stauchung der Streckgrenze und wegen des linearen Zusammenhanges zwischen Dehnung und Spannung auch 25 % bis 60 % der maximalen Druckkraft in der Bewehrung über den Spitzendruck in den Bewehrungsstab eingeleitet werden. Durch DMS an der Stelle v2 und v3 nach Abb. 4-17 ist zu erkennen, dass an der Stelle v3 (200 mm ab Stabende der Längsbewehrung mit Durchmesser 25 mm) im Mittel mehr als 2/3 der Streckgrenze erreicht wird (vgl. Abb. 4-52 und Abb. 4-53). Bei einem Stabdurchmesser von 14 mm liegt die Stauchung an der Stelle v1 zwischen 1,1 und 3,0 ‰, wodurch ersichtlich ist, dass 40 % bis 100 % Ausnutzung der Streckgrenze der Längsbewehrung durch den Spitzendruck erzeugt wird (vgl. Abb. 4-51). In Abb. 4-52 ist erkennbar, dass ab Stelle v2 (120 mm unterhalb des Stabendes der Längsbewehrung) die Ausnutzung der Längsbewehrung in allen Versuchen über 90 % liegt.

## 4 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses

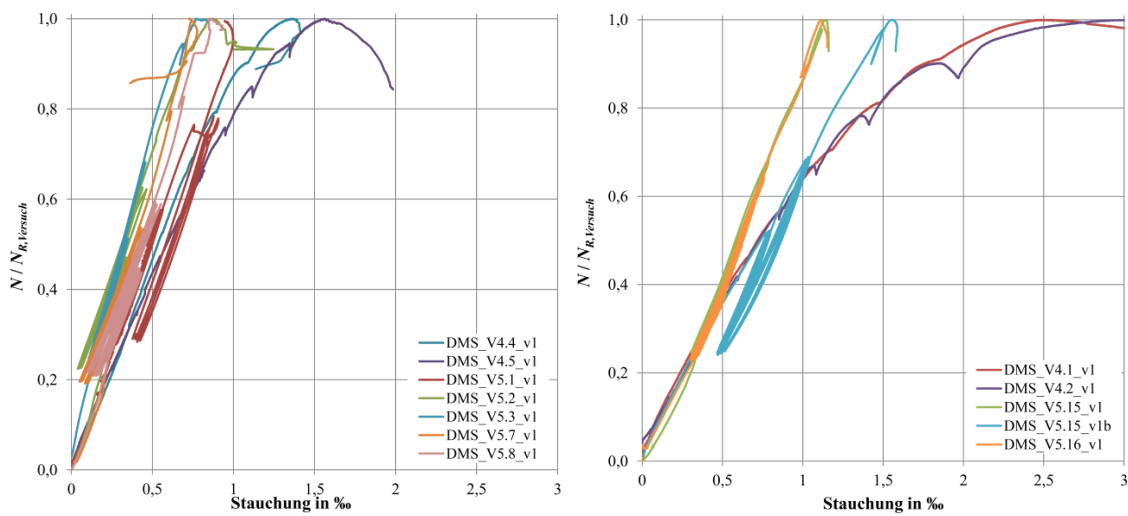


Abb. 4-51: Darstellung der auf  $N_{R, Versuch}$  normierten Kraft in der Stütze über der Stauchung der Längsbe-  
wehrung an der Stelle v1 nach Abb. 4-17 bei einem Stabdurchmesser von 25 mm (links) und 14 mm (rechts)

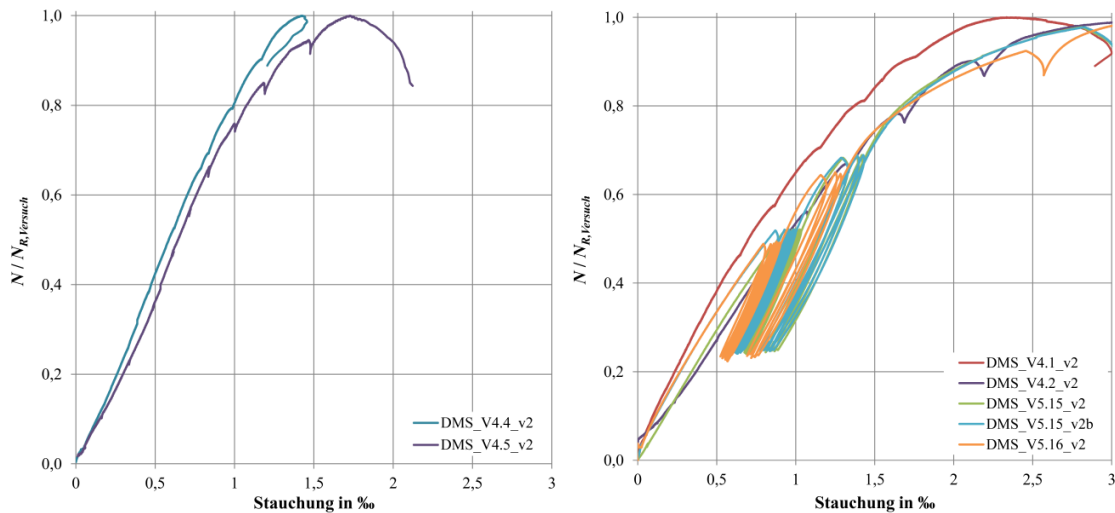


Abb. 4-52: Darstellung der auf  $N_{R, Versuch}$  normierten Kraft in der Stütze über der Stauchung der Längsbe-  
wehrung an der Stelle v2 nach Abb. 4-17 bei einem Stabdurchmesser von 25 mm (links) und 14 mm (rechts)

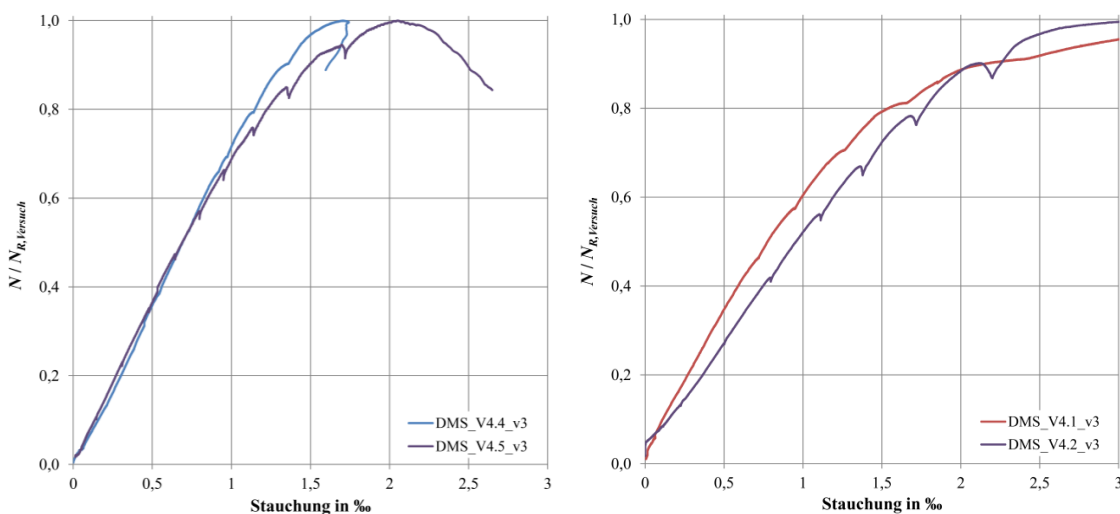


Abb. 4-53: Darstellung der auf  $N_{R, Versuch}$  normierten Kraft in der Stütze über der Stauchung der Längsbe-  
wehrung an der Stelle v3 nach Abb. 4-17 bei einem Stabdurchmesser von 25 mm (links) und 14 mm (rechts)

Durch die Ausführung der Versuchskörper der Versuchsreihe 5 mit einem Sägeschnitt am Fußpunkt sollte eine vollständige Auflagefläche der Stütze und insbesondere der Längsbewehrung direkt auf den Stahllagerplatten gewährleistet sein. Hierdurch sollte sichergestellt werden, dass nahezu keine Lastausleitung aus der Bewehrung in den Beton am Fußende der Stahlbetonstütze (v4 nach Abb. 4-17) erforderlich ist. Wie in Abb. 4-54 ersichtlich konnte dies nur bedingt erreicht werden, da die Stauchungen zwischen 1,4 und 1,8 ‰ liegen. Zugleich war jedoch bei keinem der Versuchskörper ein Versagen am Fußpunkt der Stahlbetonstütze im Bereich der Lasteinleitung erkennbar, sodass die Maßnahmen im Fußbereich (Kontaktübertragung über die Stirnfläche der Längsbewehrung und Bügel) funktionierten.

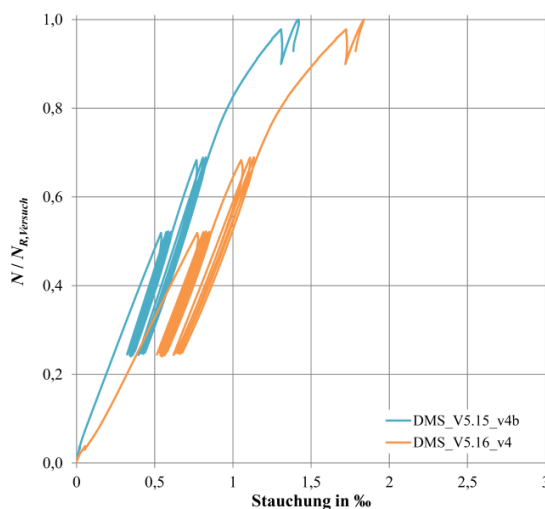


Abb. 4-54: Darstellung der auf  $N_{R, Versuch}$  normierten Kraft in der Stütze über der Stauchung der Längsbewehrung an der Stelle v4 nach Abb. 4-17 bei einem Stabdurchmesser von 14 mm

#### 4.8 Zusammenfassung und Zusammenstellung der versuchstechnisch gewonnenen Erkenntnisse

In diesem Kapitel erfolgte eine Darstellung der durchgeführten experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten des Stützen-Decken-Knotens an Stahlbetonstützen unter einer exzentrischen Normalkraftbeanspruchung. Mithilfe von 37 Versuchskörpern mit einem quadratischen Querschnitt (Seitenlänge 25 cm), aufgeteilt in fünf Versuchsreihen, wurde der Einfluss der Exzentrizität der Belastung, der Betondruckfestigkeit, der Anordnung von Zusatzbügeln, der Länge des Abstandes vom Ende der Längsbewehrung zum LC-Element, des Bewehrungsgrades und der Art der Herstellung (stehend oder liegend) untersucht (vgl. Abschnitt 4.2). In Abschnitt 4.3 wurden die beiden hierin verwendeten Arten der Herstellung erläutert. Die Versuchsreihen 1 bis 4 wurden liegend hergestellt. Versuchsreihe 5 wurde hingegen stehend hergestellt, was der späteren Umsetzung auf der Baustelle entspricht. Die Verformungen an allen vier Seiten der Stützen wurde mittels Wegaufnehmer gemessen, um die wirkende Exzentrizität der Normalkraft für die Nach-

rechnung erfassen zu können. Dabei zeigen sich zum Teil deutliche Abweichungen zu der planmäßig aufgetragenen Exzentrizität der Normalkraft. Anhand der erfassten Materialkennwerte und der Kenntnis der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung kann nach Abschnitt 4.5 die Festigkeit zum Versuchszeitpunkt bestimmt werden.

Die Auswertung der Versuchsreihen zeigt:

- Die Traglast  $N_{R,Versuch}$  verringert sich erwartungsgemäß mit zunehmender Exzentrizität der Normalkraftbelastung, während der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  zwischen der Traglast  $N_{R,Versuch}$  und der rechnerischen Traglast der Stahlbetonstütze ohne LC-Element  $N_{R,Theorie, QS, StB}$  unter Berücksichtigung der Materialfestigkeiten im Versuch und der vorhandenen Exzentrizität  $e_{ist}$  für alle fünf Versuchskörper konstant bei etwa 0,7 bleibt (vgl. Versuchsreihe 1). Bei einer Belastung über die Diagonale mit  $e_x = e_y = 14,14$  mm ( $e_{ges} = 20$  mm) im Vergleich zu einer einaxialen Exzentrizität von  $e = 20$  mm folgt ein gleich großer und konstanter Verhältniswert (vgl. Versuchsreihe 5).
- Der unbewehrte Bereich unterhalb des Anschlusselementes kann unter Verwendung von Zusatzbügeln verstärkt werden. Wenn das LC-Element nicht vorhanden ist, wird die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze mit einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,03$  erreicht (vgl. Versuchsreihe 2). Wenn das LC-Element vorhanden ist, erfährt der Stützen-Decken-Anschluss eine deutliche Traglaststeigerung, erreicht die Querschnittstragfähigkeit jedoch nur bei einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  (vgl. Versuchsreihen 3 und 4). Die Aktivierung der Zusatzbügel konnte mittels DMS nachgewiesen werden.
- Eine Schädigung der Kontaktzone in der Mitte des Stützenquerschnittes führt aufgrund der aus der Kraftumlenkung entstehenden Querkraftkomponenten zu deutlich reduzierten Traglasten und ist zu vermeiden (vgl. Versuchsreihe 3).
- Eine verfüllte Rüttelöffnung mit Vergussmörtel oder UHPC führt zu einer Traglaststeigerung und wirkt somit beim Lastabtrag mit (vgl. Versuchsreihen 4 und 5).
- Durch eine mehrfache Vorbelastung mit einem hohen Lastniveau wird eine Vorschädigung auf die Stützen aufgebracht, welche zu einer reduzierten Traglast führt. Insbesondere bei den Versuchen mit einem Bewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,01$  zeigt sich, dass der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  von Versuchskörper V4.3 deutlich über demjenigen der Versuchskörper V5.15 bis V5.17 unter sonst ähnlichen Randbedingungen liegt.
- Bei hoher Druckfestigkeit und hohem Längsbewehrungsgrad fällt der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  ab, obwohl die im Versuch gemessenen Materialfestigkeiten in der Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit explizit berücksichtigt werden.
- Der Verhältniswert  $\eta_{Versuch}$  nimmt bei Überschreitung der Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes deutlich ab.



- Da sich bei allen Versuchen stets die Betondeckung von dem mit Bügeln umschlossenen Bereich des Querschnittes löste, hat eine engere Verbügelung keinen traglaststeigernden Effekt, da diese das Lösen nicht verhindern konnte. Durch DMS wurde festgestellt, dass die Bügel des regulären Bewehrungskorbes zwischen 50 % und 100 % der Streckgrenze erreichen. Dabei ist der oberste Bügel am stärksten beansprucht.
- Mittig im LC-Element angeordnete Bügel zur Verringerung der Querdehnung des LC-Elementes steigern die Tragfähigkeit durch die Umschnürungswirkung. Anhand der DMS ist zu erkennen, dass die Bügel dabei nicht bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden.
- Im Zuge der Stützenprüfungen wurde mittels DMS getestet, wie die Lasteinleitung in die Längsbewehrung durch Spitzendruck und Verbundspannungen erfolgt. Dabei zeigt sich, dass bei einem Durchmesser von 25 mm etwa 1/3 bis 2/3 der maximalen Kraft in der Längsbewehrung bereits nach 40 mm von dem Ende der Längsbewehrung vorhanden ist. Bei 200 mm ist die Streckgrenze der Längsbewehrung im Mittel nahezu erreicht. Bei einem Durchmesser von 14 mm ist bei 40 mm bereits etwa 40 % bis 100 % der maximalen Kraft in der Längsbewehrung vorhanden. Dabei ist festzuhalten, dass 120 mm unterhalb der Stabenden der Längsbewehrung die Streckgrenze der Bewehrung erreicht wird.



## 5 NUMERISCHE MODELLIERUNG DES TRAGVERHALTENS DES ANSCHLUSSELEMENTES

### 5.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel wird das numerische Modell zur vertieften Analyse des Tragverhaltens des neu entwickelten Stützen-Decken-Anschlusses zur bauteilintegrierten thermischen Trennung vorgestellt. Dabei wird in Abschnitt 5.2 erläutert, welche Software zur numerischen Modellierung verwendet wurde. In Abschnitt 5.3 werden die verwendeten Materialmodelle für Beton und Bewehrung vorgestellt, wobei das Hauptaugenmerk auf dem Druck- und Zugtragverhalten des Betons liegt. In Abschnitt 5.3.4 werden die sich aus der experimentellen Untersuchung ergebenden notwendigen Anpassungen der in der Software hinterlegten Standardmaterialparameter für den Beton, den Leichtbeton und den ultrahochfesten Beton beschrieben. Im Anschluss erfolgt in Abschnitt 5.4 eine Beschreibung der einzelnen Parameter der Modellierung, wie z. B. der Geometrie, der Lasteinleitung, der Elementgrößen und der Belastungsschritte. Sodann wird in Abschnitt 5.5 die Validierung des numerischen Modells anhand der vorhandenen experimentellen Ergebnisse vorgenommen, wobei insbesondere die Traglasten, die Verformungen inklusive der Rissbildung und die Dehnungen der Bewehrung berücksichtigt werden. In Abschnitt 5.6 werden die notwendigen Erweiterungen des numerischen Modells erläutert, um dieses als Ausgangsbasis für die Parameterstudie verwenden zu können. Dabei wird der Verformungszuwachs gegenüber einer Stahlbetonstütze bestimmt und eine Sensitivitätsanalyse für die Materialkenngrößen der Stahlbetonstütze unter dem LC-Element durchgeführt. Die Ergebnisse der Parameterstudie werden in Abschnitt 5.6 aufbereitet. Zum Abschluss dieses Kapitels werden die wesentlichen Erkenntnisse der numerischen Analyse zusammengefasst.

### 5.2 Auswahl der FE-Software

Maßgebend bei der Auswahl der FE-Software für die Berechnung des Stützen-Decken-Anschlusses sind die verfügbaren Materialmodelle von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung inklusive der Rissbildung und des Nachbruchverhaltens. Grundsätzlich eignen sich mehrere Materialmodelle für Beton. Hierin werden die drei für die zuvor genannten Belastungen am besten geeigneten Modelle vorgestellt.

Das „Concrete Damaged Plasticity“-Modell von Abaqus ist ein elastisch-plastisches Schädigungsmodell für die Abbildung von bewehrtem Beton. Das abgebildete Bruchverhalten des Betons basiert in erster Linie auf der Rissbildung im Zugbereich und der Druckfestigkeit des Betons. Die Abbildung der Verfestigung des Betons im Zug- und Druckbereich wird mittels zweier Verfestigungsparameter erreicht, die auf den Fließbedingungen von Lubliner et al. (1989) und Lee & Fenves (1998) basieren. Hierzu wird

jeweils für den Druck- und den Zugbereich eine äquivalente plastische Dehnung eingeführt [vgl. Abaqus (2014)]. Das Nachbruchverhalten wird durch ein fiktives Rissmodell unter Verwendung einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach Hillerborg et al. (1976) simuliert. Mit der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung kann die Bruchenergie ermittelt werden [vgl. Abaqus (2014)]. Das „*Concrete Damaged Plasticity*“-Modell wurde unter anderem von Herrmann & Haase (2013) im Rahmen des Schwerpunktprogrammes „SPP 1542: Leicht bauen mit Beton“ für die Modellierung von Betonen mit veränderlicher Porosität verwendet. Weiterhin zeigt das „*Concrete Damaged Plasticity*“-Modell von Abaqus bei Nachrechnungen von Versuchen durch u. a. Roggendorf (2010) und Teworte (2014) im Rahmen ihrer Dissertationen zufriedenstellende Ergebnisse.

Als weiteres Modell zur Abbildung von Beton ist das „*Microplane*“-Modell zu nennen, das vor allem von Bažant (1984) entwickelt und verbessert wurde. Um das Ziel der Modellierung des Bruchverhaltens des Betons zu erreichen, basiert dieser Ansatz auf dem Konzept eines nicht-lokalen Kontinuums. Das Kontinuums-Modell bildet die Folgen verschmierter Schädigungen infolge der Heterogenität der Mikrostruktur ab. Diese Schädigungen setzen sich aus der Summe aller Mikrorisse im Element zusammen. Die Mikrorisse bilden sich in sogenannten Mikroebenen. Für die Modellierung werden eine Vielzahl von Mikroebenen in allen Raumrichtungen definiert, die untereinander interagieren [vgl. Bažant (1984)]. Um diese allgemeine Vorgehensweise besser auf die Modellierung von Beton anzupassen, wurden optimierte Ansätze veröffentlicht [vgl. Bažant et al. (1996a) und Bažant et al. (1996b)]. Im Zuge seiner Habilitation hat Ozbolt (1995) das „*Microplane*“-Modell angewendet und eine gute Übereinstimmung mit Versuchswerten gezeigt.

Die Software Atena3D bietet für die Modellierung von Beton u. a. das Materialmodell „*CC3DNonLinCementitious2*“. Es handelt sich hierbei um ein Bruch- und ein Plastizitätsmodell, die nach De Borst (1986) kombiniert werden. Das Bruchmodell basiert auf einer verschmierten Rissbildung und einem Rissbandmodell [vgl. Bažant & Oh (1983)]. Hierdurch ist es möglich, die Bruchenergie zu berücksichtigen. Die plastische Nacherhärtung bzw. Entfestigung basiert auf Menetrey & William (1995) [vgl. ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016)]. Im Rahmen des Forschungsprojektes von Lieberum & Proske (2007) und der Dissertation von Röhm (2012) zeigt sich die Verwendung des „*CC3DNonLinCementitious2*“-Materialmodells für die Modellierung von Beton als geeignet. Im Zuge eines Forschungsberichtes zur Behandlung der Schneidenlagerung von Betonfertigteilen auf Stahlrohren [vgl. TU Darmstadt (2013)] wurde ebenfalls Atena3D mit dem genannten Materialmodell verwendet und auch hier konnten gute Ergebnisse erzielt werden.

Für das „*Microplane*“-Modell sind viele Materialparameter experimentell zu erfassen. Daher wird dieses Materialmodell hier nicht verwendet. Das „*Concrete Damaged Plasticity*“-Modell von Abaqus und das „*CC3DNonLinCementitious2*“ von Atena3D erfüllen

beide die Anforderungen. Da am Institut für Massivbau der TU Darmstadt umfangreiche, positive Erfahrungen mit Atena3D gesammelt werden konnten, wird für die vorliegende Arbeit auf dieses Programm zurückgegriffen.

### 5.3 Materialmodelle und Anpassung der Materialparameter

#### 5.3.1 Einführung

Um eine realistische numerische Nachmodellierung der Versuche erreichen zu können, ist es erforderlich, die Eingangsparameter aus den Materialkennwerten abzuleiten und zu implementieren. Im Anschluss an die vorgestellten Materialmodelle nach ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016) werden die erforderlichen Anpassungen für Beton, Leichtbeton und UHPC beschrieben.

#### 5.3.2 Materialmodell der Bewehrung

Das Material der Bewehrung wird als bilineares Material definiert. Hierfür ist die Bestimmung der Streckgrenze, der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung in den experimentellen Versuchen bei den verwendeten Stählen erforderlich. Die Abbildung des Verbundes der Längsbewehrung erfolgt mit der idealisierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Model Code 1990 (1993). An den Enden der Längsbewehrung wird kein Schlupf zugelassen. Für alle Bügel und Zusatzbügel wird ein perfekter Verbund angenommen.

#### 5.3.3 Materialmodell des Betons

Für die Modellierung von Beton wird das Materialmodell „*CC3DNonLinCementitious2*“ verwendet. In diesem Materialmodell wird ein Bruchmodell mit dem jeweiligen Werkstoffverhalten für Zug und Druck kombiniert. Das Zugtragverhalten basiert auf einer klassischen verschmierten Rissbildung und einem Rissbandmodell. Das Verhalten unter Druckbelastung basiert auf den Versagensflächen von Menetrey & William (1995). Besonderes Augenmerk wurde auf einen Algorithmus gelegt, der beide Modelle kombiniert, obwohl beide Modelle unabhängig voneinander definiert werden. Hierdurch können auch Fälle berücksichtigt werden, wenn beide Versagensfälle aktiv sind oder wenn z. B. physikalische Änderungen durch das Schließen von Rissen eintreten. Hierdurch ist es möglich, mit dem gewählten Modell folgendes Betontragverhalten abzubilden:

- nichtlineares Betonverhalten auf Druck inklusive Ver- und Entfestigung
- Betonverhalten auf Zug, basierend auf einem nichtlinearen Bruchmodell
- triaxiales Festigkeitsversagenskriterium
- Rissbildung im Beton und dadurch reduzierte Druckfestigkeit
- verschmierte Rissbildung mit festen oder rotierenden Rissneigungen

- Reduzierung der Schubtragfähigkeit nach Rissbildung

Die zuvor genannte Kombination des Bruchmodells mit dem jeweiligen Werkstoffverhalten wird nach einer Methode von De Borst (1986) erreicht. Hierzu wird die Dehnung in eine elastische  $\varepsilon_{ij}^e$ , eine plastische  $\varepsilon_{ij}^p$  und eine Bruchkomponente  $\varepsilon_{ij}^f$  nach Gl. 5–1 zerlegt.

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^f \quad \text{Gl. 5–1}$$

Der neue Spannungszustand  $\sigma_{ij}^n$  wird aus der Spannung aus dem vorherigen Lastschritt  $\sigma_{ij}^{n-1}$  und eines Dehnungsinkrementes  $\Delta\varepsilon_{kl}$  gemäß Gl. 5–2 ermittelt. Hierbei sind die Änderungen der plastischen Dehnung  $\Delta\varepsilon_{ij}^p$  und der Bruchdehnung  $\Delta\varepsilon_{ij}^f$  anhand der verwendeten Materialmodelle zu bestimmen.

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} (\Delta\varepsilon_{kl} - \Delta\varepsilon_{kl}^p - \Delta\varepsilon_{kl}^f) \quad \text{Gl. 5–2}$$

#### Betonverhalten unter Zugbeanspruchung

Das Zugversagen von Beton wird durch das Bruchkriterium von Rankine (1858) anhand der Versagensfläche  $F_i^f$  nach Gl. 5–3 überprüft.

$$F_i^f = \sigma_{ii}^t - f_{ti} \leq 0 \quad \text{Gl. 5–3}$$

Mit  $\sigma_{ii}^t$  auftretende Zugspannung  
 $f_{ti}$  Zugfestigkeit in Materialrichtung  $i$

Die Spannung wird mithilfe eines elastischen Dehnungsinkrementes für eine Versagensfläche  $k$  berechnet.

$$\sigma_{ij}^{t,n} = \sigma_{ij}^{t,n-1} + E_{ijkl} \cdot \Delta\varepsilon_{kl} \quad \text{Gl. 5–4}$$

Wenn die auftretende Spannung das Bruchkriterium nach Rankine (Gl. 5–3) nicht erfüllt, kann das Dehnungsinkrement unter der Annahme, dass der endgültige Spannungszustand nach Gl. 5–5 erfüllt sein muss, berechnet werden.

$$F_i^f = \sigma_{ii}^t - f_{ti} = \sigma_{ii}^t - E_{iikl} \cdot \Delta\varepsilon_{kl}^f - f_{ti} = 0 \quad \text{Gl. 5–5}$$

Gl. 5–5 muss iterativ gelöst werden, da die Zugspannung eine Funktion der Rissöffnung  $w$  darstellt [vgl. ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016)]. Die Rissöffnung  $w$  wird aus der Rissdehnung  $\varepsilon^f$  multipliziert mit der charakteristischen Länge des Finiten Elementes  $L_t$  ermittelt. Die charakteristische Länge  $L_t$  wird als Projektion des Elementes in Richtung des Risses definiert (vgl. Abb. 5-1) und führt nach Cervenka et al. (1995) zu zufriedenstellenden Ergebnissen. Die charakteristische Länge wird auch als eine Rissbandbreite bezeichnet. Die Rissband-Theorie nach Bažant & Oh (1983) basiert darauf, dass sich das Versagen auf ein einzelnes Versagensband reduzieren lässt, dessen

Abmessungen ein Vielfaches des Größtkorndurchmessers beträgt. Die in Atena3D verwendete Formel für die Rissöffnung nach Hordijk (1991) ist wie folgt definiert:

$$\frac{\sigma}{f_{t,ef}} = \left\{ 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left( -c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad \text{Gl. 5-6}$$

Unter der Verwendung der Konstanten  $c_1 = 3$  und  $c_2 = 6,93$  ergibt sich nach ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016) eine maximale Rissöffnung nach Gl. 5-7.

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{t,ef}} \quad \text{Gl. 5-7}$$

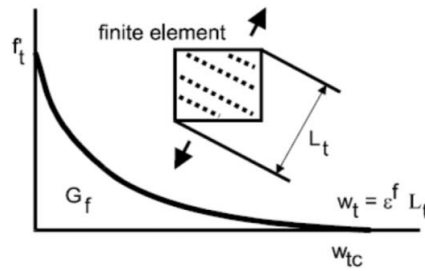


Abb. 5-1: Zugentfestung und charakteristische Länge nach ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016)

### Betonverhalten unter Druckbeanspruchung

Im Druckbereich wird der Spannungszustand  $\sigma_{ij}^n$  aus der Spannung des vorherigen Lastschrittes  $\sigma_{ij}^{n-1}$  und eines Dehnungszinkrementes  $\Delta \epsilon_{kl}$  abzüglich der plastischen Dehnung  $\Delta \epsilon_{kl}^p$  nach dem Plastizitätsmodell mittels Gl. 5-8 bestimmt.

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} (\Delta \epsilon_{kl} - \Delta \epsilon_{kl}^p) = \sigma_{ij}^t - E_{ijkl} \cdot \Delta \epsilon_{kl}^p = \sigma_{ij}^t - \sigma_{ij}^p \quad \text{Gl. 5-8}$$

Der Spannungszustand  $\sigma_{ij}^n$  kann somit durch eine Vorhersagevariable  $\sigma_{ij}^t$ , von der ein plastischer Korrekturfaktor der Spannung  $\sigma_{ij}^p$  subtrahiert wird, beschrieben werden, wobei  $\sigma_{ij}^p$  direkt aus der Fließfunktion nach Gl. 5-9 ermittelt werden kann. Dabei ist die Versagensfläche  $F^p$  nach Menetrey & William (1995) zu bestimmen (siehe Gl. 3-13).

$$F^p (\sigma_{ij}^t - \sigma_{ij}^p) = F^p (\sigma_{ij}^t - \Delta \lambda l_{ij}) = 0 \quad \text{Gl. 5-9}$$

Der entscheidende Faktor zur Lösung von Gl. 5-9 ist die Bestimmung der Melderichtung  $l_{ij}$  nach Gl. 5-10, welche in Gl. 5-11 überführt werden kann. Hierbei ist  $\Delta \lambda$  ein plastischer Multiplikator und  $G^p(\sigma_{kl}^t)$  die plastische Potentialfunktion, deren Ableitung die Richtung der Spannungsänderung vorgibt.

$$l_{ij} = E_{ijkl} \frac{\partial G^p (\sigma_{kl}^t)}{\partial \sigma_{kl}} \quad \text{Gl. 5-10}$$

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = \Delta \lambda \frac{\partial G^p(\sigma_{ij}^t)}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Gl. 5-11}$$

$$G^p(\sigma_{ij}^t) = \beta \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot I_1 + \sqrt{2 \cdot J_2} \quad \text{Gl. 5-12}$$

Dabei ist  $\beta$  ein Multiplikator für plastisches Verhalten. Wenn  $\beta < 0$  ist, verringert sich das Materialvolumen bei Druck, bei 0 bleibt das Volumen konstant und bei Werten  $> 0$  erhöht sich das Materialvolumen unter Druck. Für den Werkstoff Beton ist der Multiplikator für plastisches Verhalten i. d. R. 0, sodass sich Gl. 5-12 zu Gl. 5-13 vereinfachen lässt.

$$G^p(\sigma_{ij}^t) = \sqrt{2 \cdot J_2} \quad \text{Gl. 5-13}$$

Dem Verfestigungsverhalten liegt ein elliptischer Ast nach Gl. 5-14 zugrunde, der bei einer Festigkeit  $f_{c0}$ , definiert als der doppelte Wert der Zugfestigkeit  $f_t$ , beginnt. Das Entfestigungsverhalten wird durch einen linear abfallenden Ast beschrieben (vgl. Abb. 5-2). Das Gesetz für den ansteigenden Ast basiert auf Dehnungen, während der abfallende Ast auf Verformungen basiert. Wesentlich für die Verfestigung ist die Wahl des Parameters  $f_{c0}$  als Startpunkt und der Wert der plastischen Dehnung  $\varepsilon_c^p$  bei Erreichen der maximalen Druckfestigkeit. Für den absteigenden Ast wird die äquivalente plastische Dehnung mit Hilfe der charakteristischen Länge  $L_c$  in eine Verformung transformiert. Die charakteristische Länge  $L_c$  ist entsprechend der Bruchband - Parameter definiert und entspricht der Projektion der Elementabmessungen in Richtung der minimalen Hauptspannung (vgl. Abb. 5-2).

$$\sigma = f_{c0} + (f_c - f_{c0}) \sqrt{1 - \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{eq}^p}{\varepsilon_c} \right)^2} \quad \text{Gl. 5-14}$$

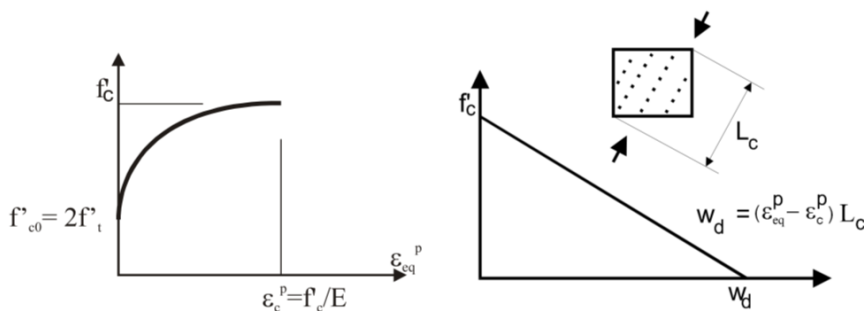


Abb. 5-2: Plastische Ver- und Entfestigung auf Druck nach Van Mier (1986)

### 5.3.4 Anpassungen für Normalbeton

Im Hinblick auf die in Kapitel 2 beschriebenen Materialeigenschaften des Normalbetons und die Ergebnisse der Kleinkörperversuche der in Kapitel 4 vorgestellten experimentel-



len Untersuchungen erscheint die Definition bestimmter Eingangsgrößen des Materialmodells in Atena3D nicht zutreffend genug. Anstelle der in Atena3D vordefinierten Werte erfolgt die Umrechnung der Würfel- in die Zylinderdruckfestigkeit nach Gl. 5–15, des E-Moduls nach Gl. 5–16 und nach dem von Mari et al. (2015) erweiterten Ansatz des Model Code 2010 (2013) zur Bestimmung der Bruchenergie nach Gl. 5–17 unter Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers.

$$f_{cm,cyl} = 0,82 \cdot f_{cm,cube} \quad \text{Gl. 5–15}$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad \text{Gl. 5–16}$$

$$G_f = 0,028 \cdot (f_{cm})^{0,18} \cdot d_{G,max}^{0,32} \quad \text{Gl. 5–17}$$

Für die restlichen Parameter wurden die von Atena3D vorgeschlagenen Standardwerte verwendet (Querdehnzahl  $\nu = 0,2$ ; Bruchflächenexzentrizität  $e = 0,52$ ; Multiplikator für plastisches Verhalten  $\beta = 0$ ; spezifisches Materialgewicht  $\rho = 23 \text{ kN/m}^3$ ; fester Bruchflächenfaktor = 1,0).

### 5.3.5 Anpassungen für Leichtbeton

Für die Modellierung des Leichtbetons wird das gleiche Materialmodell „CC3DNonLinCementitious2“ wie bei Normalbeton verwendet. Es ist hierbei zu beachten, dass die Druckfestigkeit von Leichtbeton weniger von der Prüfkörpergeometrie abhängt als diejenige von Normalbeton. Das Verhältnis von Zylinder- zu Würfeldruckfestigkeit von Leichtbetonen liegt entsprechend Abschnitt 3.3.2 bei 0,95, was durch eigene Materialversuche bestätigt wurde (vgl. Anhang A). Die Nachrechnung der Versuche zur Untersuchung des Anschlusselementes führt zu der Erfordernis, den nach DIN EN 1992-1-1 (2011) berechneten E-Modul des Leichtbetons auf 80 % zu reduzieren (siehe Gl. 5–18), um eine Übereinstimmung zwischen den Kraft-Dehnungs-Verläufen der drei Versuche zu erhalten (vgl. Abb. 5-3).

$$E_{lcm} = 0,8 \cdot \eta_E \cdot 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{lck} + 8} \quad \text{Gl. 5–18}$$

Im Einzelnen kommen folgende Formulierungen für die Zugfestigkeit und die Bruchenergie des Leichtbetons zur Anwendung:

$$f_{lcm} = \left( 0,4 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2200} \right) \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Gl. 5–19}$$

$$G_{flc} = 0,024 \text{ N/mm} + 0,016 \cdot f_{lcm} \quad \text{Gl. 5–20}$$

Aufgrund des geringen Größtkorndurchmessers wird die Rissverzahnung im Querkraftmodell von Atena3D deaktiviert. Darüber hinaus unterscheidet sich die Spannungs-

Dehnungs-Linie von Leichtbeton von derjenigen von Normalbeton in drei Punkten. Bei gleicher Festigkeit ist der E-Modul des Leichtbetons wesentlich geringer als derjenige von Normalbeton. Die Spannung von Leichtbeton nimmt mit zunehmender Dehnung nahezu linear bis zur maximalen Druckspannung zu. Darüber hinaus zeigt sich ein spröderes Versagen beim Bruch, d.h. der abfallende Ast ist wesentlich steiler. Das lineare Verhalten im ansteigenden Ast wird dadurch erreicht, dass der Eingabeparameter  $\varepsilon_{cp}$  (*plastic strain at compressive strength*), mit dem die plastischen Deformationen bis zum Bruch definiert werden, mit  $-1,0 \cdot 10^{-5}$  sehr klein gewählt wird und sich nahezu keine plastischen Verformungen bis zum Bruch des LC-Elementes ergeben. Das spröde Nachbruchverhalten und zu geringem Maße die Traglast des Leichtbetons kann mit dem Eingabeparameter der Duktilität im Druckbereich  $w_d$  beeinflusst werden. Gegenüber dem in Atena3D verwendeten Standardwert ist die Duktilität im Druckbereich anhand der Versuchswerte nach Abschnitt 4.5 für den untersuchten Leichtbeton auf  $w_d = 2,75 \cdot 10^{-4}$  m zu verringern. Mithilfe der zuvor definierten Anpassungen des Leichtbetons zur numerischen Modellierung und der Festigkeit  $f_{lcm} = 53,9 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich eine Traglast  $N_{R,LC-Element,FEM}$  von 3650 kN bei der Nachrechnung der Versuche der Leichtbetonelemente im Druckversuch nach Abschnitt 4.5. Diese Traglast steht einer mittleren Versuchslast der LC-Elemente  $N_{R,LC-Element,Versuch}$  nach Abschnitt 4.5 von 3598 kN gegenüber, woraus sich ein Verhältnis zur Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes von 1,014 ergibt.

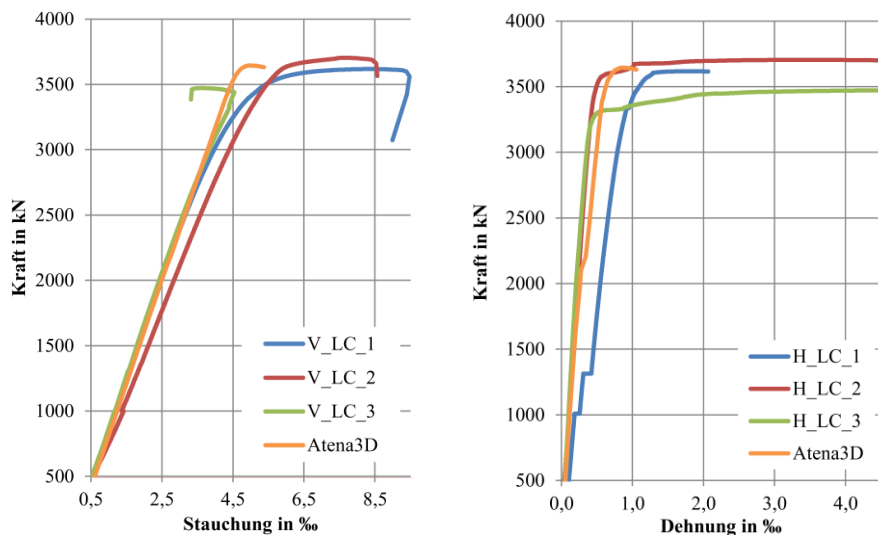


Abb. 5-3: Vergleich zwischen vertikaler (links) und horizontaler (rechts) Dehnung des Anschlusselementes aus Leichtbeton im Versuch und in der numerischen Modellierung mit Atena3D

### 5.3.6 Anpassungen für UHPC

Für die Modellierung des UHPC wird ebenfalls das Materialmodell „CC3DNonLinCementitious2“ verwendet. Der maßgebliche Unterschied zum Normalbeton liegt in dem Verhalten nach Erreichen der Druck- bzw. Zugfestigkeit. Der UHPC, der ohne Fasern hergestellt wird, versagt unter Druckbelastung explosionsartig und im Span-

nungs-Dehnungs-Diagramm zeigt sich kein abfallender Ast (vgl. Abschnitt 3.4). Die Linearisierung der Spannungs-Dehnungs-Linie kann über die Definition einer vernachlässigbar kleinen plastische Dehnung  $\epsilon_{cp} = 1,0 \cdot 10^{-5}$  erreicht werden. Für die Querdehnzahl kann nach Abschnitt 3.4 wie bei Normalbeton von 0,2 ausgegangen werden. Das spröde Nachbruchverhalten des UHPC ist für die Modellierung nicht relevant, da dessen Druckfestigkeit deutlich über derjenigen des Leichtbetons des Anschlusselementes und des Betons der Stahlbetonstütze liegt und somit nicht maßgebend für das Versagen ist.

#### 5.4 Modellbeschreibung

Im Folgenden wird der Aufbau der Stützen im numerischen Modell beschrieben. In der FE-Software Atena3D werden Bauteile in Abhängigkeit der Geometrie i. d. R. durch mehrere Volumenelemente abgebildet, die in Atena3D „Makro“-Elemente genannt werden. Diese Elemente werden durch Kontaktflächen miteinander verbunden. Den Makro-Elementen ist ein definiertes Materialverhalten zuzuordnen. Die Abbildung der Bewehrung erfolgt diskret über sogenannte „Stabelemente“, wobei es sich nicht um Fachwerkelemente handelt. Stabelemente in Atena3D können nur Lasten in Richtung der Stablängsachse abtragen und werden abschnittsweise mit den Knoten der umliegenden Volumenelemente des Betons verbunden. Die Dehnung und Spannung benachbarter Teilelemente eines Stabes werden geglättet, um einen realistischeren Verlauf zu erhalten [vgl. ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016)]. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton kann über ein vorgegebenes Verbundverhalten definiert werden.

Bei den Versuchen wurden Linien-Kipplager zum Aufbringen einer definierten Exzentrizität der Normalkraft verwendet (siehe Kapitel 4). Aufgrund von Imperfektionen zeigten sich experimentell Belastungen senkrecht zu der aufgetragenen Exzentrizität. Daher werden die Lager der Stützen am Kopf- und Fußende durch eine zweiachial ausmittige, punktförmig gehaltene Stahlplatte anstelle einer linienförmig gehaltenen steifen Stahlplatte modelliert (vgl. Abb. 5-4). Durch die punktförmige Lagerung kann sich die Stütze aufgrund von Torsion um diesen Punkt drehen, was durch eine zusätzliche Fixierung einer Ecke der Lagerplatte verhindert wird. Es wird stets kontrolliert, dass die dort auftretende Kraft vernachlässigbar klein ist.

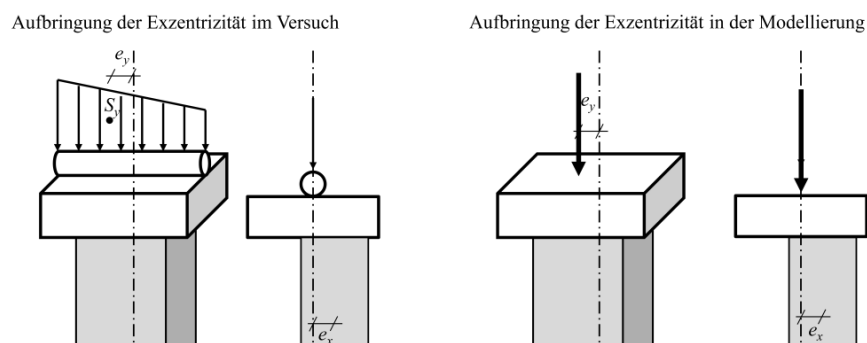


Abb. 5-4: Unterschied zwischen der Lasteinleitung im Versuch und in der numerischen Untersuchung

Zwischen den beiden Stahlplatten befindet sich die 1 m lange Versuchsstütze aus Stahlbeton und dem Anschlusselement. Die Stütze ist von oben nach unten in drei Teile gegliedert: Decke (Normalbeton oder UHPC in den experimentellen Untersuchungen), Stützenanschluss (LC-Element) und die Stahlbetonstütze (Normalbeton). Für jedes der drei Teile wurde mind. ein Makro-Element erzeugt. In Versuchsreihe 5 befindet sich zwischen dem LC-Element und der Stahlbetonstütze eine 20 mm dicke Schicht aus einem Vergussmörtel, die ebenfalls in einem eigenen Makro-Element abgebildet wird. Zugleich ist die verfüllte Rüttelöffnung ebenfalls als Makro-Element definiert. Das Finite-Elemente-Modell ist in Abb. 5-5 dargestellt.

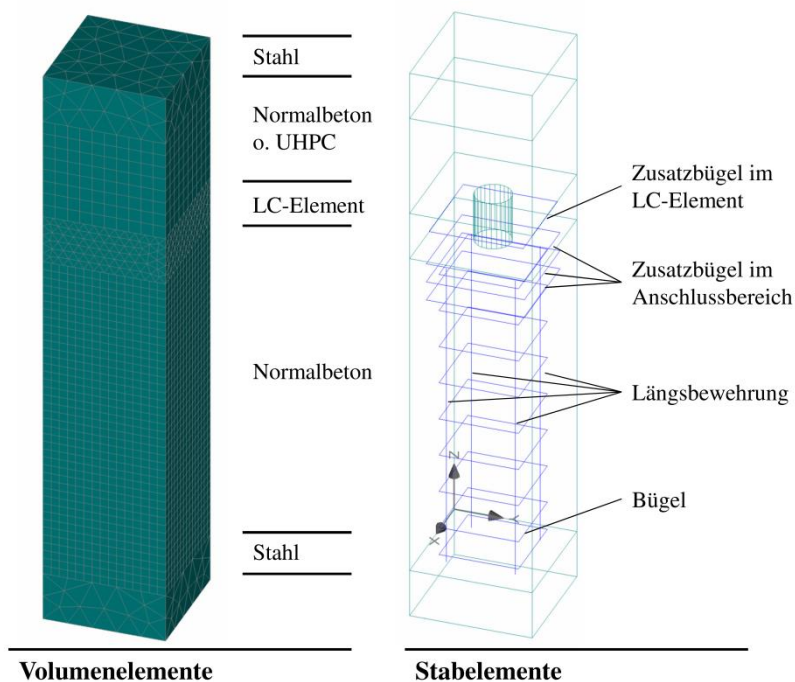


Abb. 5-5: Dreidimensionales Finite-Elemente-Modell der Versuchsstützen

Für eine genaue Berechnung ist eine ausreichende Netzfeinheit zu wählen. Dabei empfiehlt sich, aufgrund der Bruchenergie und Rissentwicklung, die Netzfeinheit anhand des Größtkorndurchmessers zu wählen. Entsprechend der verwendeten Betone mit einem Größtkorndurchmesser von 16 mm wurde daher bei dem Stützenanschluss und der Stütze mit einer Netzfeinheit von  $\leq 17$  mm gearbeitet. Dadurch ergeben sich bei einer Seitenlänge von 25 cm entsprechend 15 Elemente je Seite und die Betondeckung  $c_{nom} = 40$  mm besteht aus mindestens drei Elementen. Für alle Bereiche, bei denen keine Störstellen vorhanden sind, werden gleichmäßige achtknotige Brick-Elemente verwendet. In Bereichen mit Störungen der Gleichmäßigkeit, z. B. in der Nähe der punktförmigen Belastung auf die beiden Stahlplatten oder die Rüttelöffnung in dem LC-Element, ist bei Atena3D nur eine Vernetzung mit Tetraedern möglich. Die Vernetzung mittels Tetraedern führt zu wesentlich höheren Elementzahlen bei gleicher Netzfeinheit. Da jedoch jeder Tetraeder weniger Berechnungspunkte besitzt als die achtknotigen Brick-Elemente, ist für die glei-

che Feinheit eine höhere Elementzahl erforderlich. Daher ist es nicht sinnvoll in diesen Bereichen die Netzfeinheit zu ändern. Zur Optimierung der Rechenzeit sind die Bereiche, in denen kein Versagen auftritt (Lager, Bereich der Decke und Fußpunkt der Stütze) mit der dreifachen Elementgröße modelliert, da dies keinen Einfluss auf die Traglast hat. Zur weiteren Reduzierung der erforderlichen Rechenleistung sind die Stahlplatten, die zur Lagerung verwendet werden, vereinfachend als linear-elastisches Material definiert. Die Bügelbewehrung ist mit scharfen Ecken ohne Ausrundung definiert.

Die Belastung wird analog zur Versuchsdurchführung weggesteuert aufgebracht. Hierzu wird in jedem der 50 Belastungsschritte der obere Lasteinleitungspunkt um eine definierte Wegstrecke in z-Richtung verschoben und die dafür notwendige Kraft über einen Monitoring-Punkt gemessen. Für die Iteration der Ergebnisse in Atena3D wird das Newton-Raphson-Verfahren angewendet. In diesem wird der Ausgangspunkt der Iteration des nächsten Lastschrittes durch eine Extrapolation der Last-Verformungs-Kurve mithilfe einer Tangente durchgeführt. Mit zunehmend nicht-linearem Materialverhalten erhöht sich der Abstand zwischen der Extrapolation und der realen Last-Verformungs-Kurve (vgl.  $a_3$  und  $a_5$  in Abb. 5-6). Insbesondere im Bereich des Versagens kann der Abstand zwischen dem Ausgangspunkt der Iteration und der realen Last-Verformungs-Kurve zu groß werden und eine Konvergenz wird nicht mehr erreicht. Daher ist mit ausreichend kleinen Lastschritten vorzugehen.

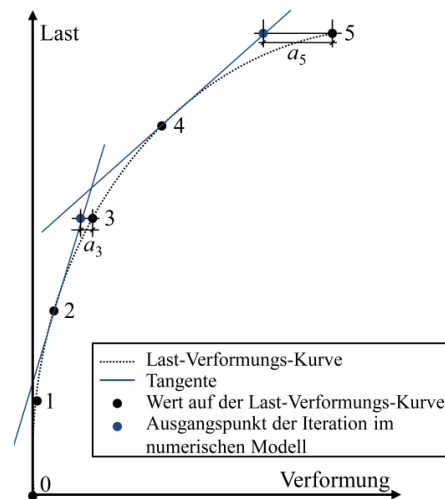


Abb. 5-6: Darstellung des Abstandes zwischen dem Ausgangspunkt der Iteration im numerischen Modell und der Last-Verformungs-Kurve

Die Wahl einer kleinen Schrittweite für alle Berechnungsschritte ist aus Gründen der Realisierbarkeit im Hinblick auf Rechenzeit und Speicherplatz nicht möglich. Daher wurde eine Methode entwickelt, um trotz der Verwendung von 50 Belastungsschritten ausreichend kleine Lastschritte im Bereich des Versagens zu erreichen. Dabei wird mit nachfolgender Berechnungsformel die Schrittweite für jeden Belastungsschritt als Anteil der Gesamtverformung festgelegt. Jeder Schritt  $s_i$  ist kleiner als sein Vorgänger.

$$s_1 = (1 - \alpha)^0 \cdot \beta = \beta \quad \text{Gl. 5-21}$$

$$s_2 = (1 - \alpha)^1 \cdot \beta \quad \text{Gl. 5-22}$$

usw. bis

$$s_i = (1 - \alpha)^{i-1} \cdot \beta \quad \text{Gl. 5-23}$$

Hierbei ist  $\alpha$  ein konstanter Faktor, über den die kontinuierliche Abnahme definiert wird, und  $\beta$  der Kehrwert der Summe aller Vorfaktoren  $(1 - \alpha)^{i-1}$  multipliziert mit der Gesamtverformung  $\Delta l_{ges}$ .

$$\beta = \frac{1}{\sum_i (1 - \alpha)^{i-1}} \cdot \Delta l_{ges} \quad \text{Gl. 5-24}$$

Zur Bestimmung des Faktors  $\alpha$  wird die Summenkurve der Belastungsschritte untersucht. Da mit dem Programm auch das Nachbruchverhalten dargestellt wird, beinhaltet die in Atena3D definierte Gesamtverformung auch einen Teil des abfallenden Astes der Last-Verformungs-Beziehung, wobei das Versagen bei etwa 95 % der Gesamtverformung auftritt. Ausgehend davon ergibt sich bei der Wahl eines zu großen  $\alpha$  eine Summenkurve, die sehr schnell bei 1,0 ist und im Versagensbereich noch sehr große Schrittweiten besitzt. Bei zu kleinem  $\alpha$  nähert sich die Summenkurve einer Geraden und die Schrittweite im Versagensfall ist ebenfalls zu groß. Es hat sich gezeigt, dass der Faktor  $\alpha = 0,04$  zu guten Ergebnissen führt und daher verwendet wird (vgl. Abb. 5-7). Dabei wird im ersten Schritt eine Verformung von 4,6 % des gesamten Weges aufgebracht und im letzten Schritt beträgt die Steigerung 0,65 % der Gesamtverformung anstelle einer kontinuierlichen Steigerung um 2,0 % = 1/50.

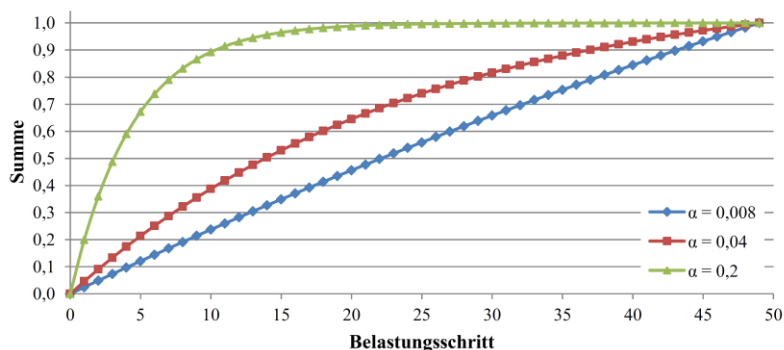


Abb. 5-7: Summenkurve der Belastungsschritte bei unterschiedlichen Faktoren  $\alpha$

Das Auslesen der Modellierungsergebnisse der Atena3D-Berechnungen erfolgt über sogenannte Monitoring-Punkte, mit denen an definierten Stellen eine bestimmte Messgröße, wie u. a. die Spannung, die Dehnung oder die Verformung erfasst werden kann. Für jede

in den Versuchen mittels Wegaufnehmer gemessene relative Wegstrecke muss die Differenz der vertikalen Verschiebungen zweier Monitoring-Punkte ermittelt werden, um diese Differenz den gemessenen Werten der Wegaufnehmer nach 4.4.3 gegenüberzustellen. Zusätzlich sind an den Messstellen der DMS entsprechende Monitoring-Punkte anzuordnen, um die Dehnungen der Bewehrung an diesen Stellen auszulesen.

### 5.5 Validierung der numerischen Berechnungen

#### 5.5.1 Allgemeines

Die durchgeführten und in Kapitel 4 beschriebenen Versuche werden zur Validierung des numerischen Modells verwendet. Dafür sind die Eigenschaften der eingesetzten Materialien (Normalbeton, Leichtbeton und UHPC) zu berücksichtigen. Das Ziel der Programmvalidierung ist die Überprüfung der Qualität der Berechnungsergebnisse von Atena3D im Hinblick auf die maximalen Traglasten, die Verformungen der Stütze, die Rissentwicklung im Betonkörper und die Dehnung des Bewehrungsstahls.

#### 5.5.2 Traglasten

Die in 5.3.4 vorgestellten Anpassungen der Materialparameter wurden in das FE-Modell implementiert und die in den Versuchen über die Verformungen zurückgerechneten Exzentrizitäten der Normalkraft in x- und y-Richtung berücksichtigt. Zur Bestimmung der Exzentrizität wird mithilfe von Monitoring-Punkten in der Modellierung aufgezeichneten Verformungswegen eine Wegmessstrecke ermittelt. Aus diesen Wegstrecken wird die Dehnung die Exzentrizität der Belastung unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte errechnet. Das Vorgehen ist analog zu der Bestimmung der Exzentrizität in den Versuchen (siehe Kapitel 4). In den meisten Fällen ist es erforderlich, die Exzentrizitäten für die Modellierung anzupassen, da die Stellen, an denen die exzentrische Belastung gemessen wird ( $e_{ist}$ ), und die Stellen, an denen die Exzentrizität in der Modellierung aufgebracht wird, ( $e_{FEM}$ ) nicht identisch sind, wie aus Abb. 5-8 zu entnehmen ist. Die Exzentrizität der Belastung auf die Stahlplatten in der Modellierung wird iterativ angepasst, bis die Abweichung der Exzentrizität in der Modellierung zu den Versuchen vernachlässigbar klein ist. Eine Zusammenstellung der in der Modellierung verwendeten Exzentrizitäten an der Lasteinleitungsstelle ist für alle Versuchskörper in Anhang G zu finden.

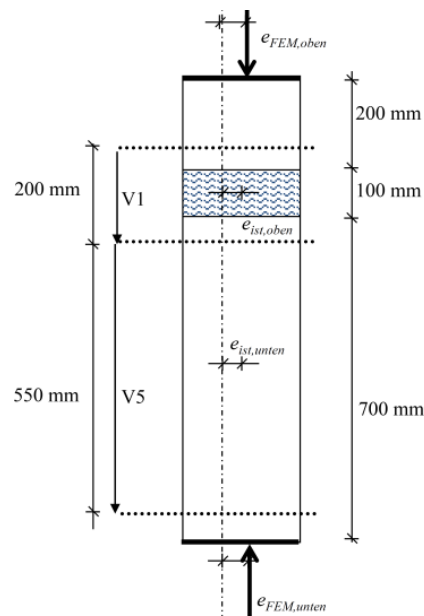


Abb. 5-8: Vergleich der Lage der im Versuch gemessenen Exzentrizitäten mit den in der Modellierung vorgegebenen Lastangriffspunkten

Die Traglasten im Versuch  $N_{R,Versuch}$  werden im Folgenden mit den numerischen Ergebnissen  $N_{R,FEM,Versuch}$  für alle 37 Versuchskörper über den Faktor  $\theta$  nach Gl. 5–25 ausgewertet. Eine Darstellung der numerischen Ergebnisse und des Faktors  $\theta$  der Versuchsreihen 1 bis 4 ist in Tabelle 5–1 zu finden.

$$\theta = \frac{N_{R,Versuch}}{N_{R,FEM,Versuch}} \quad \text{Gl. 5–25}$$

Tabelle 5–1: Vergleich der Traglasten von Versuch und Modellierung der Versuchsreihen 1 bis 4

Versuch Nr.	$N_{R,Versuch}$ in kN	$N_{R,FEM}$ in kN	$\theta = N_{R,Versuch} / N_{R,FEM}$	Versuch Nr.	$N_{R,Versuch}$ in kN	$N_{R,FEM}$ in kN	$\theta = N_{R,Versuch} / N_{R,FEM}$
V1.1	2778	2731	1,017	V3.3	2546	2488	1,023
V1.2	2386	2442	0,977	V3.4 (Ref. I)	2911	2979	0,977
V1.3	2001	1853	1,080	V4.1	1745	1991	0,876
V1.4	1875	1822	1,029	V4.2	1778	1828	0,972
V1.5	1969	1968	1,000	V4.3	1767	1983	0,891
V2.1	2332	2440	0,956	V4.4	2004	2091	0,958
V2.2	2482	2511	0,989	V4.5	2120	2450	0,865
V3.1	1779	1999	0,890	V4.6 (Ref. II)	1747	1839	0,950
V3.2	2007	2083	0,963				

Wie in Kapitel 4 erläutert, unterscheiden sich die Versuchsserien 1 bis 4 von der Versuchsserie 5, unabhängig von den anderen Untersuchungsparametern darin, dass Versuchsserie 5 stehend und nicht liegend hergestellt wurde. Zugleich wurden die Versuchskörper einer Mehrfachbelastung unterzogen (vgl. Abschnitt 4.4.2). In dem numerischen



Modell sind außer der wiederkehrenden Be- und Entlastung und der Art der Herstellung alle weiteren Untersuchungsparameter entsprechend der Versuche abgebildet. Daher können die Auswirkungen der Mehrfachbelastung und der Art der Herstellung aus dem Faktor  $\theta$  nach Gl. 5–25 durch einen Vergleich der Referenzstützen der Versuchsreihen 3 und 4 mit der Versuchsreihe 5 ermittelt werden. Die acht Referenzstützen lassen sich anhand der Bewehrungsgrade  $\rho_l = 0,01$  und  $\rho_l = 0,03$  in zwei Gruppen mit je vier Stützen aufteilen. Die Stützen V3.4 (Ref. I,  $\rho_l = 0,03$ ) und V4.6 (Ref. II,  $\rho_l = 0,01$ ) wurden liegend hergestellt und nicht mehrfach beansprucht. Die Stütze V5.13 (Ref. VII,  $\rho_l = 0,03$ ) wurde stehend hergestellt und aufgrund eines Softwarefehlers in der Steuerung ohne Mehrfachbelastung direkt zu Bruch gefahren. Daher ist diese isoliert von Versuchsreihe 5 zu betrachten. Die weiteren Referenzstützen (Ref. III bis Ref. VIII) wurden stehend hergestellt und einer Mehrfachbelastung unterzogen. Der Vergleich der Traglasten im Versuch und der Modellierung der Referenzkörper sind in Tabelle 5–2 zu finden. Da die Differenz des Mittelwertes des Faktors  $\theta$  zwischen V3.4 (Ref. I) sowie V4.6 (Ref. II) und V5.13 (Ref. VII) vernachlässigbar klein ist, ist davon auszugehen, dass die stehende Herstellung keine negativen Auswirkungen auf die Referenzstützen hat. Die Differenz des Mittelwertes des Faktors  $\theta$  in Höhe von 0,059 der restlichen fünf Referenzstützen der Versuchsreihe 5 zu den Versuchen V3.4 (Ref. I), V4.6 (Ref. II) und V5.13 (Ref. VII) ist auf die Mehrfachbelastung zurückzuführen.

Tabelle 5–2: Vergleich der Traglasten von Versuch und Modellierung der Referenzstützen

Versuch Nr.	$N_{R,Versuch}$ in kN	$N_{R,FEM}$ in kN	$\theta = N_{R,Versuch} / N_{R,FEM}$	Mittelwerte des Faktors $\theta$
V3.4 (Ref. I)	2911	2979	0,977	0,964
V4.6 (Ref. II)	1747	1839	0,950	
V5.13 (Ref. VII)	1640	1698	0,966	0,966
V5.6 (Ref. III)	1853	2103	0,881	0,905
V5.10 (Ref. IV)	2035	2226	0,914	
V5.11 (Ref. V)	2194	2367	0,927	
V5.12 (Ref. VI)	1636	1792	0,913	
V5.14 (Ref. VIII)	1552	1747	0,888	

Die Ergebnisse der numerischen Modellierung und des Faktors  $\theta$  von Versuchsreihe 5 enthält Tabelle 5–3. Dabei zeigt sich, dass die Reduktion der Traglast aufgrund der Mehrfachbelastung, die in dem numerischen Modell nicht berücksichtigt wird, bei den Versuchskörpern mit einem Bewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,03$  (V5.1 bis V5.5 sowie V5.18 bis V5.20) etwas geringer gegenüber den Referenzstütze ist. Bei den Versuchskörpern mit  $\rho_l = 0,01$  (V5.15 bis V5.17) beträgt der Mittelwert des Faktors  $\theta = 0,812$  und ist um 0,153 niedriger (vgl. Tabelle 5–3). Bereits bei den niedrigen Laststufen der Mehrfachbelastung war bei der Versuchsdurchführung eine deutliche Rissbildung festzustellen (vgl. Abschnitt 4.6).

Die Versuche V5.7 bis V5.9 mit einem höherfesten Stützenbeton weisen ein von den anderen Versuchskörpern abweichendes Versagensbild auf. Wie in Abschnitt 4.6 erläutert, wird aufgrund einer ausreichenden Festigkeit der Stahlbetonstütze die maximale Tragfähigkeit des LC-Elementes erreicht. Im Zuge der Modellierung zeigt sich, dass der Faktor  $\theta$  dieser drei Versuche im Mittel bei 0,806 (vgl. Tabelle 5–3) und somit um 0,16 unterhalb des Faktors der Referenzstützen lag. Dabei resultieren 0,059 aus der Mehrfachbelastung, der Rest der Differenz der Mittelwerte des Faktors  $\theta$  in Höhe von 0,101 resultiert aus der Überschätzung der Tragfähigkeit des Leichtbetonelementes. Dabei wurden die in der Modellierung verwendeten Materialkennwerte für den Leichtbeton außer an Kleinkörpern auch anhand der numerischen Modellierung von drei zentrischen Druckversuchen am Anschlusselement aus Leichtbeton bestimmt (vgl. Abschnitt 4.6 und 5.3.5) und zeigen für die zentrischen Druckversuche am Anschlusselement eine gute Übereinstimmung mit den Traglasten. In der Modellierung der Versuchskörper V5.7 bis V5.9 wird dem LC-Element ein größerer Faktor zwischen der mehr- und einaxialen Druckfestigkeit zugestanden, als in den Versuchen erreicht wird. Eine weitere Reduktion der Laststeigerung unter Querdrukspannungen des Leichtbetons (vgl. Abschnitt 3.3.5) ist erforderlich.

Tabelle 5–3: Vergleich der Traglasten von Versuch und Modellierung der Versuchsreihe 5 ohne Referenzstützen

Versuch Nr.	$\rho_l$	$N_{R,Versuch}$ in kN	$N_{R,FEM}$ in kN	$\theta = N_{R,Versuch} / N_{R,FEM}$	Mittelwerte des Faktors $\theta$
V5.1	0,03	1571	1531	1,026	0,936
V5.2	0,03	1619	1736	0,933	
V5.3	0,03	1482	1717	0,863	
V5.4	0,03	1656	1772	0,935	
V5.5	0,03	1727	1781	0,970	
V5.18	0,03	1772	1885	0,940	
V5.19	0,03	1871	1951	0,959	
V5.20	0,03	1775	2068	0,858	
V5.7*	0,03	2265	2714	0,835	0,806
V5.8*	0,03	2055	2535	0,811	
V5.9*	0,03	2026	2627	0,771	
V5.15	0,01	1382	1704	0,811	0,812
V5.16	0,01	1462	1810	0,808	
V5.17	0,01	1578	1928	0,818	
* Versagen des LC-Elementes					

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden die Stützen der Versuchsreihe 5 mehrfach bis zu einer oberen Laststufe belastet. Die dabei aufgetretene Vorschädigung führte zu einer reduzierten Traglast. Wie aus dem in Kapitel 6.7 vorgestellten Bemessungskonzept hervorgeht, liegen diese Laststufen bei der 1,0 bis 1,2-fachen Bemessungslast des Stützenanschlusses. Dabei wird selbst die charakteristische Last per Definition nur einmal im Leben eines Bauteils (50 Jahre) überschritten und bei der Bemessungslast ist dieser Zeitraum noch wesentlich größer. Da die eingebrachte Vorschädigung zu groß ist, wird die Reduk-

tion der Traglast für die nachfolgende Zusammenstellung herausgerechnet, indem der Faktor  $\theta$  erhöht wird. Dazu wurde bei Versuchsreihe 5 der Faktor  $\theta$  der Referenzstützen und der Stützen mit einem LC-Element bei einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,03$  um 0,059 sowie der Stützen mit einem LC-Element bei einem Bewehrungsgrad mit  $\rho_l = 0,01$  um 0,153 erhöht. Zusätzlich erfolgt für die Versuchskörper V5.7 bis V5.9, bei denen das LC-Element versagt hat, eine Erhöhung des Faktors  $\theta$  um 0,101. Insgesamt zeigt sich, dass die Traglasten der experimentellen Untersuchungen mithilfe der numerischen Modellierung sehr gut getroffen werden (vgl. Tabelle 5–4), wobei ein Mittelwert des Faktors der Versuche V1.1 bis V5.20 von  $\theta = 0,971$  erreicht wird und dessen Variationskoeffizient bei 0,050 liegt.

Tabelle 5–4: Vergleich der Traglasten von Versuch und Modellierung unter Vernachlässigung der Reduzierung der Traglast  $\theta$  durch die Mehrfachbelastung und die Tragfähigkeit des LC-Elementes

Versuch Nr.	$\theta = N_{R,Versuch} / N_{R,FEM,Versuch}$	Versuch Nr.	$\theta = N_{R,Versuch} / N_{R,FEM,Versuch}$
V1.1	1,017	V5.3	0,922*
V1.2	0,977	V5.4	0,994*
V1.3	1,080	V5.5	1,029*
V1.4	1,029	V5.6 (Ref. III)	0,940*
V1.5	1,000	V5.7	0,995**
V2.1	0,956	V5.8	0,971**
V2.2	0,989	V5.9	0,931**
V3.1	0,890	V5.10 (Ref. IV)	0,933*
V3.2	0,963	V5.11 (Ref. V)	0,986*
V3.3	1,023	V5.12 (Ref. VI)	0,972*
V3.4 (Ref. I)	0,977	V5.13 (Ref. VII)	0,966*
V4.1	0,876	V5.14 (Ref. VIII)	0,947*
V4.2	0,970	V5.15	0,964***
V4.3	0,891	V5.16	0,961***
V4.4	0,958	V5.17	0,971***
V4.5	0,865	V5.18	0,999*
V4.6 (Ref. II)	0,950	V5.19	1,018*
V5.1	1,085*	V5.20	0,917*
V5.2	0,992*	Mittelwert V1.1 bis V5.20: $\theta = 0,971$	

\* Erhöhung um 0,059 zur Berücksichtigung der Mehrfachbelastung

\*\* Erhöhung um 0,160 zur Berücksichtigung der Mehrfachbelastung (0,059) und der Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes (0,101)

\*\*\* Erhöhung um 0,153 zur Berücksichtigung der Mehrfachbelastung

### 5.5.3 Verformungen

Die Traglasten der Versuchskörper werden mithilfe der Modellierung gut erfasst. Gleichzeitig werden die Verformungen bis zum Bruch gut getroffen. Der Verlauf der Verformungen an allen Wegaufnehmern an der Stahlbetonstütze und am LC-Element ist in den Versuchen und der Modellierung sehr ähnlich, sodass sichergestellt ist, dass in der Modellierung dieselbe Exzentrizität der Normalkraft angesetzt wird wie in den Versuchen.

Dabei ist die Exzentrizität der Belastung an der Verformungsdifferenz gegenüberliegenden Wegaufnehmer erkennbar. In diesem Fall ist die Exzentrizität in x-Richtung an der Verformungsdifferenz der Wegaufnehmer V\_1 und V\_2 (oben) bzw. V\_5 und V\_6 (unten) abzulesen und in y-Richtung an den Wegaufnehmern V\_3 und V\_4 (oben) bzw. V\_7 und V\_8 (unten). Aufgrund des notwendigen Abstandes der Wegaufnehmer zu den Fugen zwischen dem LC-Element und dem Beton sind in der Messstrecke der Verformung des LC-Elementes außer dem LC-Element (100 mm) auch die Verformungen eines Teiles des angrenzenden UHPC (50 mm) und des Normalbetons (50 mm) enthalten. Grundsätzlich werden die Verformungen der experimentellen Versuche durch die Modellierung gut abgebildet. Hier wird daher nur auf Besonderheiten eingegangen, die in der Modellierung nicht berücksichtigt sind. Dies wird beispielhaft an den zwei Versuchskörpern V4.4 (vgl. Abb. 5-9) und V5.5 (vgl. Abb. 5-10) erläutert. In Abb. 5-9 sind auf der linken Seite Verformungszuwächse beim Halten der Laststufen zu entnehmen. Diese zeitlichen Unterbrechungen im Zuge der Lastaufbringung wurden in der Modellierung nicht nachgebildet. Die Zunahme der Verformung bei konstanter Last entsteht aus dem Kriechen des Betons und wird immer größer, je näher die aufgebrachte Last der Traglast kommt. Auf der rechten Seite in Abb. 5-9 ist die Verformung der Wegaufnehmer V\_1 bis V\_4 bei Versuch V4.4 dargestellt. Bei Versuchsreihe 4 ist es während des Hebens bzw. Transportes in der Versuchshalle vor dem Einbau in den Versuchsstand teilweise zu einem Riss zwischen dem UHPC und dem LC-Element gekommen. Da der Stützenkopf nicht vollständig abgerissen ist, zeigte sich hierdurch keinerlei Einfluss auf die maximale Traglast. Es ist jedoch ersichtlich, dass dieser Riss erst bei Lastaufbringung zusammengedrückt wurde, daher zeigen die Wegaufnehmer V\_1 bis V\_4 einen Sprung zu Beginn der Messung. Zum besseren Vergleich mit den Messwerten der Versuche erfolgt eine Parallelverschiebung der modellierten Werte. Unter Berücksichtigung dieses Anfangssprungs stimmen die Verformungen bis zur maximalen Traglast gut mit den modellierten Verformungen überein.

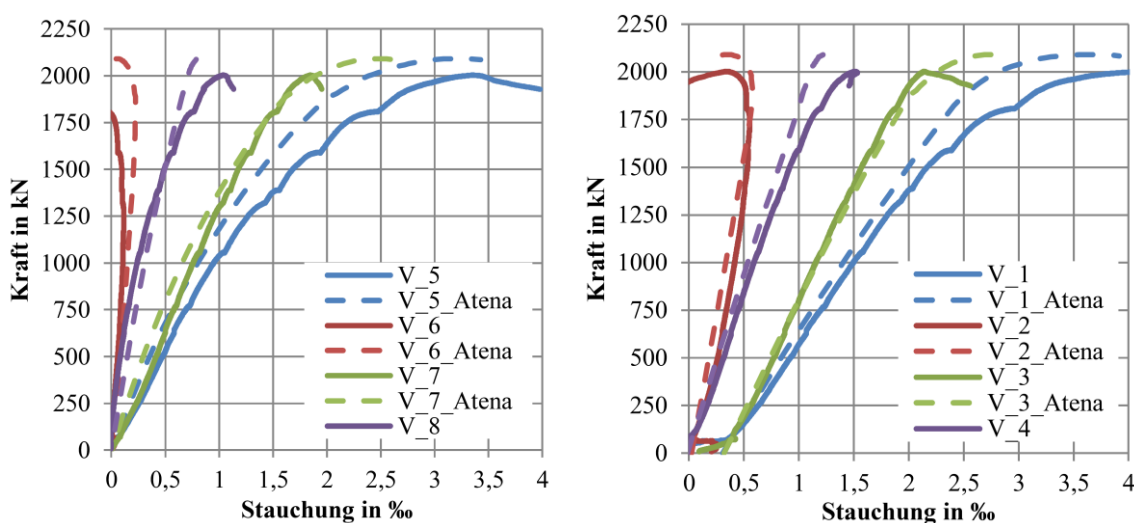


Abb. 5-9: Vergleich der Verformungen der Stahlbetonstütze im Modell und im Versuch von V4.4 (links, Verformungszuwächse bei Halten der Laststufen; rechts, Berücksichtigung des Anfangssprungs)

In Abb. 5-10 ist die Mehrfachbelastung von Versuchsreihe 5, die nicht in dem numerischen Modell abgebildet wird, exemplarisch an Versuch V5.5 zu sehen. Durch plastische Verformungen der Stütze, die in jedem Zyklus verbleiben, entsteht ein horizontaler Versatz gegenüber der Weg-Kraft-Kurve der Modellierung.

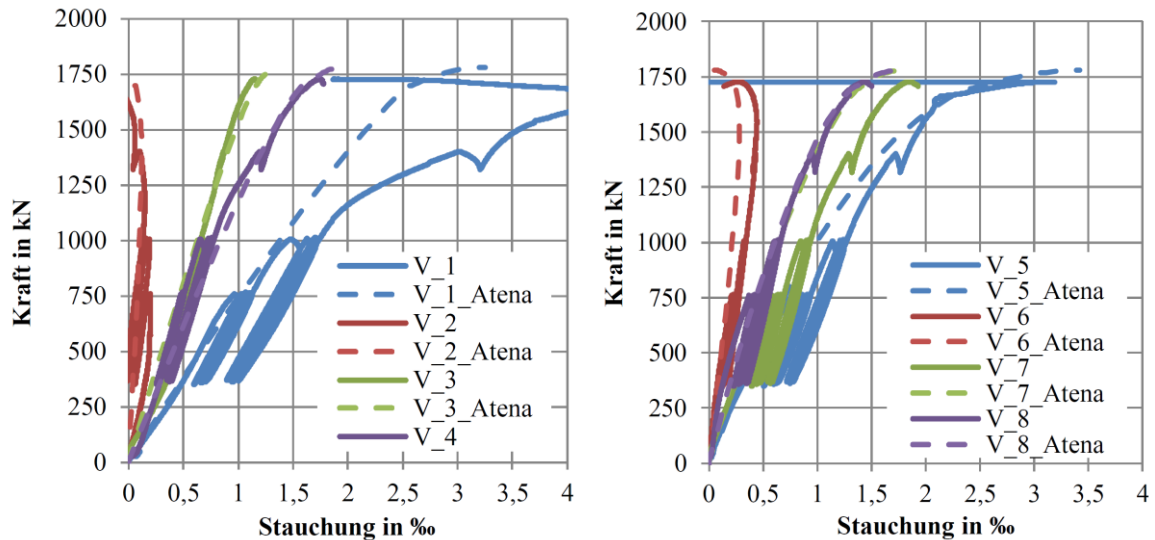


Abb. 5-10: Vergleich der Verformungen am LC-Element im Modell und im Versuch von V5.5 (links, obere Messstelle; rechts, untere Messstelle)

#### 5.5.4 Versagensbild

Um zu überprüfen, ob die Schädigungen in der Modellierung an den gleichen Stellen auftreten, wie bei den Versuchen, werden die Versagensbilder beim Bruch aus Versuchen und Modellierung gegenübergestellt. Dabei ist in allen Fällen zu erkennen, dass diese sehr gut übereinstimmen. In Abb. 5-11 ist das Versagensbild von Versuch V1.4 und V4.3 (jeweils links) und die Mikrorissbildung im Versagensfall der zugehörigen Modelle (jeweils rechts) dargestellt. Bei Versuchsreihe 1 inklusive dem hierin vorgestellten Versuch V1.4 zeigen sich senkrechte Risse ober- und unterhalb des LC-Elementes durch Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons senkrecht zu der vorherrschenden Richtung der Druckspannungen (vgl. Abb. 5-11). Bei V1.3 bis V1.5 zeigen sich zusätzliche Risse in horizontaler Richtung aufgrund von Zugspannungen am Bauteilrand wegen der großen Exzentrizität der Belastung. Bei den Versuchsreihen 2 bis 5 treten die vertikalen Risse stets unterhalb des LC-Elementes auf. Bei ausreichender Verstärkung des kritischen Bereichs direkt unterhalb des LC-Elementes mithilfe von Zusatzbügeln entwickeln sich die Risse über die ganze Stützhöhe. In diesen Fällen versagten die Versuchsstützen bei Erreichen der Querschnittstragfähigkeit, wobei sich die Betondeckung von dem durch Bügel umschlossenen Kernbeton löste, wie dies für Versuchskörper V4.3 dargestellt ist (siehe Abb. 5-11, rechts). Bei den dargestellten Rissen in der Modellierung handelt es sich um sogenannte Mikro-Risse (vgl. Abschnitt 3.2.2).

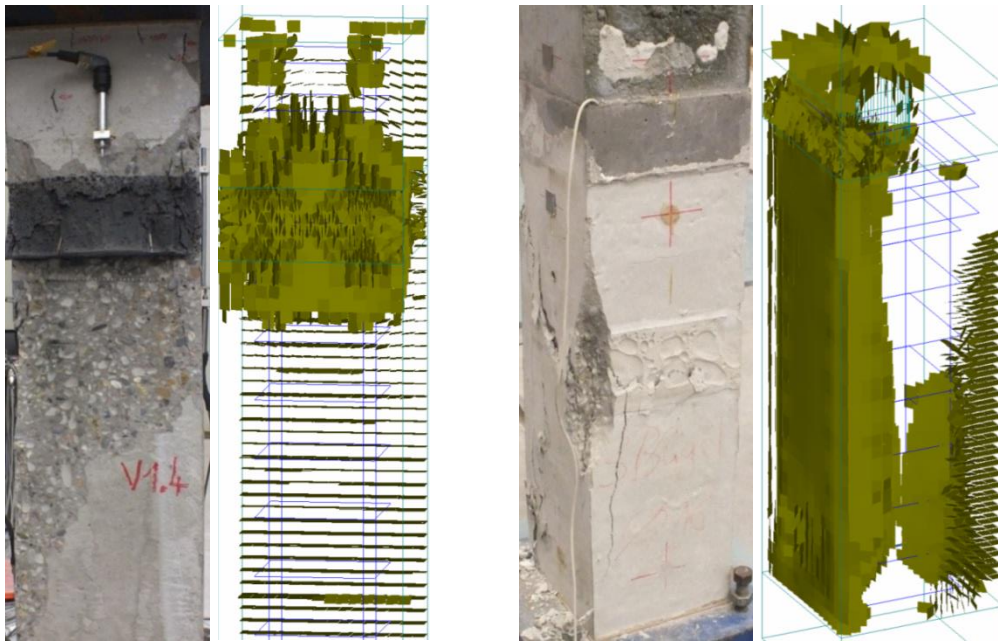


Abb. 5-11: Versagensbild von Versuch V1.4 und V4.3 nach dem Bruch im Versuch (jeweils links) und im Modell (jeweils rechts)

### 5.5.5 Dehnungen der Bewehrung

Ein weiterer Aspekt, der im Zuge der Validierung überprüft wird, ist die Dehnung der Bewehrung. Hierzu wurden Dehnmessstreifen (DMS) auf die Bewehrungsstäbe aufgeklebt und deren Messwerte den in Atena3D ermittelten Dehnungen gegenübergestellt. Für die Bügelbewehrung ist die Annahme eines perfekten Verbundes ausreichend genau, da i. d. R. bei den Bügeln keine Kräfte über Verbund verankert werden müssen. In Abb. 5-12 die Kraft in der Stütze über die Dehnung der Bügelbewehrung der Versuche V4.2 und V4.4 eingetragen. Die durchgezogenen Kurven sind diejenigen aus dem Versuch, die gestrichelten entsprechen den Werten aus der Modellierung.

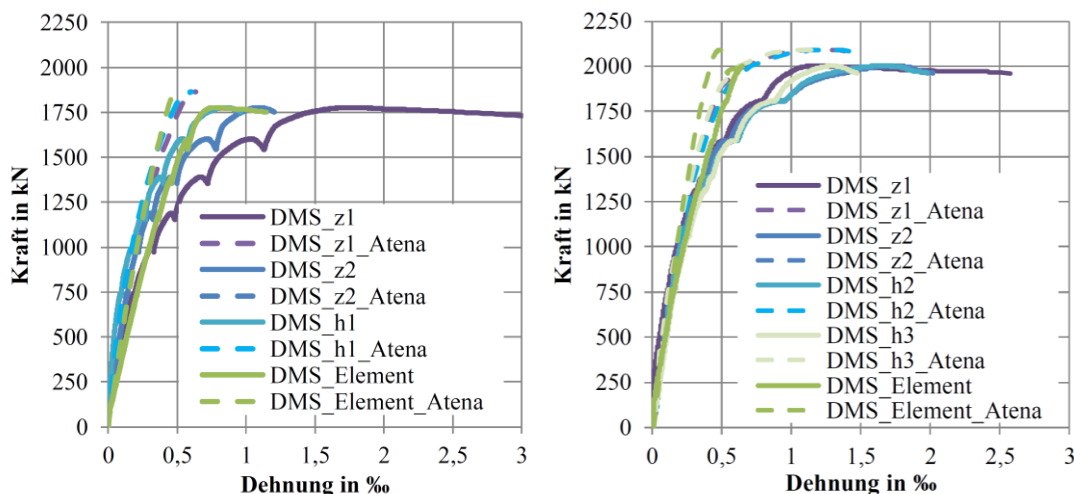


Abb. 5-12: Vergleich der Dehnungen in der Bügelbewehrung im Modell und im Versuch bei V4.2 (links) und V4.4 (rechts) unter Ansatz eines perfekten Verbundes

Nachfolgend sind beispielhaft zwei Diagramme dargestellt, die den niedrigen und hohen Längsbewehrungsgrad beinhalten. Die weiteren Diagramme sind in Anhang F zu finden. In Abb. 5-13 bis Abb. 5-15 ist die Kraft in der Stütze über die Dehnung der Längsbewehrung. Dabei ist für Abb. 5-13 ein perfekter Verbund für die Längsbewehrung zugrunde gelegt. Es ist erkennbar, dass die Dehnungs-Kraft-Verläufe aus Versuch und Modellierung für V4.4 mit einem Durchmesser der Längsbewehrung von 25 mm gut übereinstimmen, während die Übereinstimmung bei V4.2 (mit 14 mm Durchmesser) eher mittelmäßig ist. Ein Teil des horizontalen Abstandes der beiden Kurven lässt sich durch das Kriechen bei Halten der Laststufen im Versuch und einer Umlagerung zu der Bewehrung erklären, welches in der Modellierung nicht berücksichtigt wird.

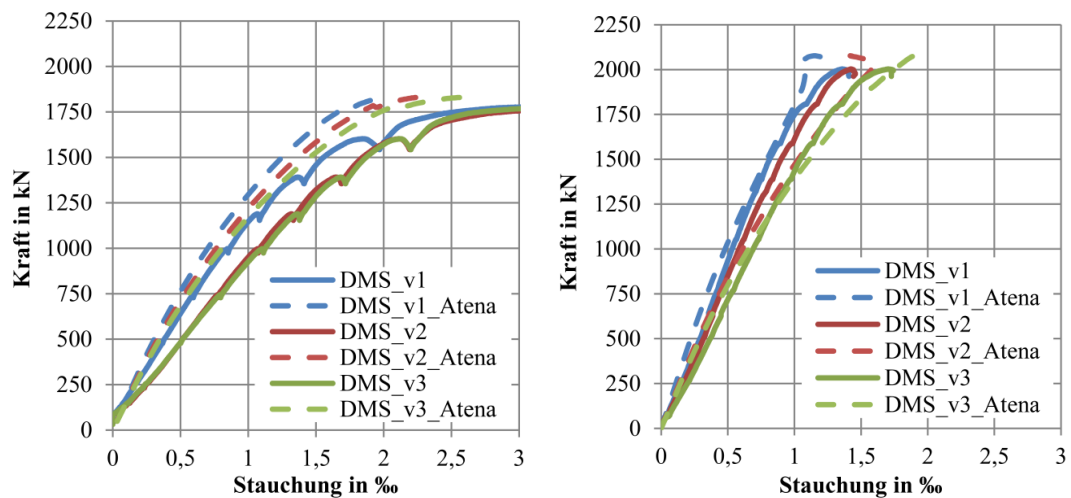


Abb. 5-13: Vergleich der Dehnungen in der Längsbewehrung im Modell und im Versuch bei V4.2 (links) und V4.4 (rechts) unter Ansatz eines perfekten Verbundes

Unter Berücksichtigung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Model Code 1990 (1993) ergeben sich die Kraft-Dehnungsverläufe nach Abb. 5-14. Hierbei ist deutlich erkennbar, dass eine sehr große Abweichung zu den Messwerten vorliegt. Insbesondere der Lasteinleitungsbereich inklusive des Spitzendruckes bei den beiden Messstellen DMS\_v1 sowie DMS\_v2 werden schlecht abgebildet.



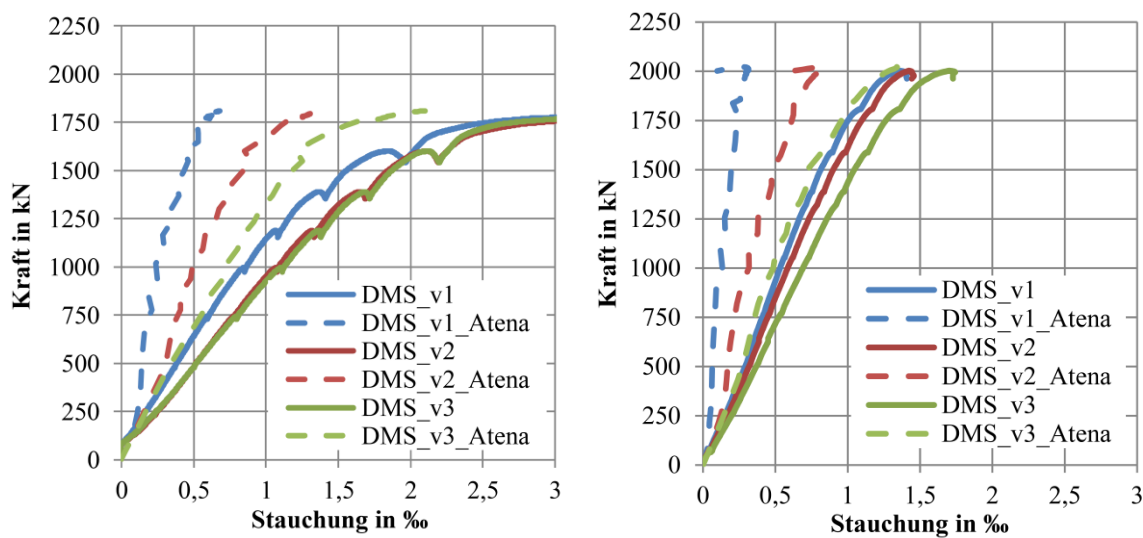


Abb. 5-14: Vergleich der Dehnungen in der Längsbewehrung im Modell und im Versuch bei V4.2 (links) und V4.4 (rechts) unter Ansatz eines Verbundmodells nach Model Code 1990 (1993)

Bei Verwendung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann in Atena3D eine Verhinderung des Schlupfes an den Stabenden aktiviert werden, was nach ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016) insbesondere für Kopfbolzen vorgesehen ist. Diese Aktivierung ist gut geeignet, den Spitzendruck zu erfassen, was die sehr gute Übereinstimmungen der Kraft-Dehnungsverläufe (vgl. Abb. 5-15) für beide Durchmesser der Längsbewehrung zeigt. Bei einem Vergleich mit den Kurven aus Abb. 5-13 ist eine bessere Abbildung der gemessenen Werte durch die Modellierung zu erkennen. Somit wird die Lasteinleitung über Spitzendruck an der Stirnfläche der Bewehrung und die weitere Lastaufnahme durch die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Model Code 1990 (1993) sehr gut abgebildet und bei der Modellierung verwendet.

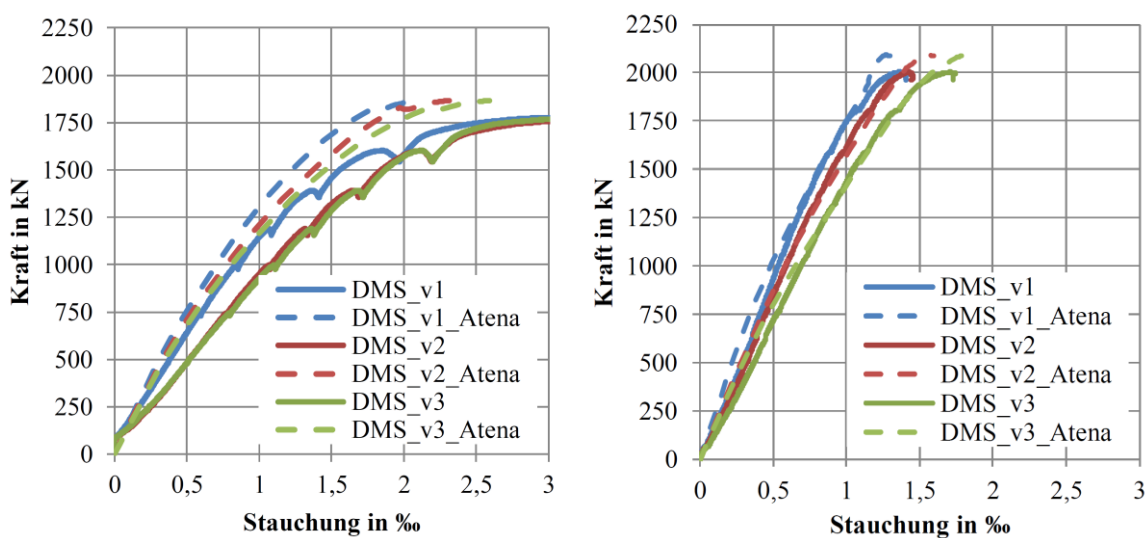


Abb. 5-15: Vergleich der Dehnungen in der Längsbewehrung im Modell und im Versuch bei V4.2 (links) und V4.4 (rechts) unter Ansatz eines Verbundmodells nach Model Code 1990 (1993) ohne Schlupf am oberen Ende der Bewehrung



## 5.6 Parameterstudie zum Tragverhalten des Anschlusselementes

### 5.6.1 Erweiterung des numerischen Modells

Im Zuge der Stützenversuche wurde der Bereich der Decke unter Verwendung hochfester Betone hergestellt, um ein vorzeitiges Versagen in diesem Bereich zu vermeiden. Zur Vermeidung der Nachweisführung, dass der Decken-Knoten die Traglast abtragen kann und zur Berücksichtigung der Behinderung der Querdehnung durch die Deckenplatte wird das numerische Modell für die Parameterstudie um einen Teilbereich der Decke erweitert. Dabei wird auf der sicheren Seite liegend eine niedrige Festigkeit der Decke und als Bewehrung nur die erforderliche Bewehrung für den Decken-Knoten nach Abschnitt 2.5.5 als Mindestwert angesetzt. Der Bereich der Decke wird 1,75 m x 1,75 m groß gewählt. Der Abstand zwischen der Außenkante der Decke und der Stütze ist daher in jede Richtung 0,75 m. Der Mindestlängsbewehrungsgrad der Decke  $\rho_l$  ist 1,2 % an der Oberseite und 0,8 % an der Unterseite. Folglich ergibt sich eine Bewehrung von 4 Ø 12 oben und 4 Ø 10 unten jeweils in x- und y-Richtung. Im ersten Belastungsschritt wird das Eigengewicht dieses Deckenausschnittes aufgebracht, um eine geringe Querdruckspannung im Stützen-Decken-Knoten zu erreichen. Die Längsbewehrung einer Stütze aus dem Geschoss oberhalb der Decke zentriert den Kraftfluss zur Stützenmitte hin, da die Längsbewehrung aufgrund der Betondeckung nicht an der Außenkante liegen darf. Die Zentrierung des Kraftflusses wirkt günstig für das Anschlusselement und wird daher auf der sicheren Seite vernachlässigt.

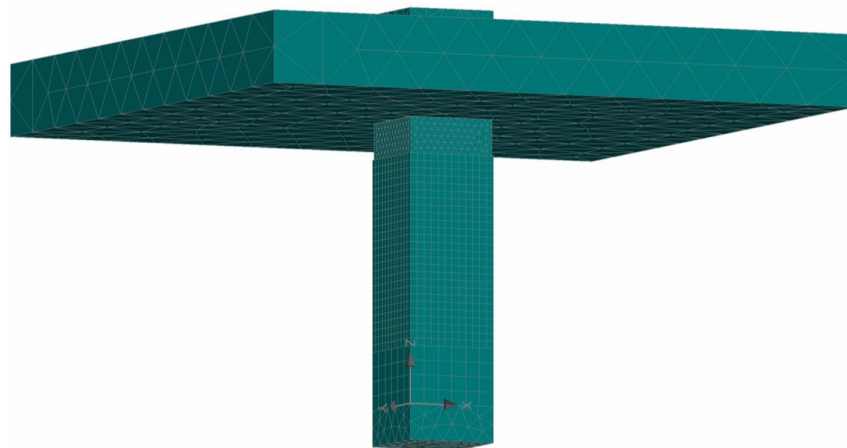


Abb. 5-16: FE-Modell inkl. Deckenplatte

Eine Vergleichsrechnung unter Verwendung des numerischen Modells zeigt, dass die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses durch den beschriebenen Austausch des Stützenkopfes aus UHPC durch eine Deckenplatte aus Normalbeton weder nennenswert verringert noch erhöht wird. In Abb. 5-17 ist die Verformung der drei Ausbildungsarten des Stützenkopfes der Versuchsstützen (mit Deckenplatte, mit UHPC und mit Normalbeton) über die auf die Tragfähigkeit mit Deckenplatte normierte Kraft dargestellt. Es gibt eine

geringfügig größere Verformung unter gleicher Last bei der Verwendung von UHPC für den Bereich der Decke gegenüber einer Deckenplatte (vgl. Abb. 5-17), der sich durch eine erhöhte Steifigkeit infolge der Querdehnungsbehinderung des Betons mit Deckenplatte zeigt. Der Effekt überkompensiert den im Vergleich niedrigeren Elastizitätsmodul des Betons gegenüber dem UHPC. Wenn die umliegende Decke nicht mit modelliert und der Stützenkopf aus Normalbeton (NB) erstellt wird, entfällt die Querdehnungsbehinderung und die Traglast ist  $\approx 8\%$  geringer (vgl. Abb. 5-17).

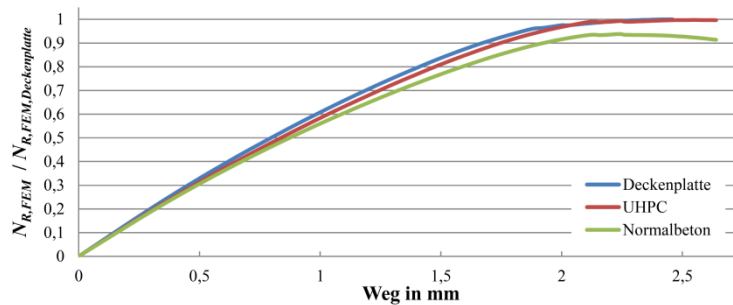


Abb. 5-17: Vergleich der Weg-Kraft-Verläufe für den Versuch V4.3 mit Deckenplatte, V4.3 mit Stützenkopf aus Normalbeton und V4.3 mit Stützenkopf aus UHPC

### 5.6.2 Ausgangsversion für die Parameterstudie

Die geometrischen Größen des für die Parameterstudie zugrunde gelegten numerischen Modells sind in Abb. 5-18 dargestellt. Die Stahlbetonstütze besitzt Außenabmessungen von 250 mm x 250 mm und ist 680 mm hoch. Darüber befindet sich das 100 mm dicke Anschlusselement aus Leichtbeton der Festigkeitsklasse LC40/44, dessen Außenabmessungen mit 244 mm x 244 mm kleiner als die Stützenabmessungen sind, um den Einbau zu gewährleisten. Zusätzlich ist in dem LC-Element eine kreisrunde Rüttel- und Vergussöffnung mit einem Durchmesser von 75 mm angeordnet. Zwischen der Stütze und dem LC-Element liegt aus Herstellungsgründen (vgl. Abschnitt 2.7) eine 20 mm dicke Schicht aus einem Vergussmörtel mit einer Festigkeit, welche einem Beton der Festigkeitsklasse C55/67 entspricht. Die Rüttel- und Vergussöffnung wird ebenfalls mit diesem Vergussmörtel verfüllt. Oberhalb des LC-Elementes befindet sich ein Ausschnitt einer Deckenplatte (1750 mm x 1750 mm) der Festigkeitsklasse C25/30 zur Modellierung der Querdehnungsbehinderung. Die wesentlichen Materialkennwerte der mineralischen Baustoffe für die numerische Modellierung befinden sich in Tabelle 5–5. Das System wird mit einer Normalkraft belastet, deren Exzentrizität zu  $e_x = 20$  mm und  $e_y = 0$  mm definiert ist.

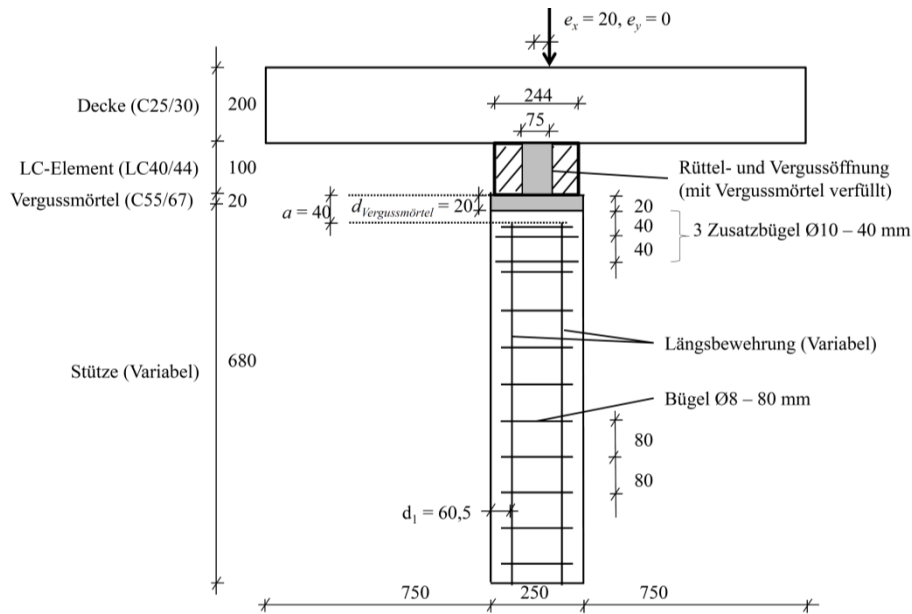


Abb. 5-18: Ausgangswerte der Parameterstudie

Tabelle 5-5: Ausgangsmaterialkennwerte des Betons für die Parameterstudie

	$f_{cm,cube}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$E_{cm}$	$G_F$	$\varepsilon_{cp}$	$w_d$
	N/mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	MN/m	-	m
Normalbeton (Decke)	40,24	33,0	2,565	31476	$1,276 \cdot 10^{-4}$	$-1,003 \cdot 10^{-3}$	$-5,00 \cdot 10^{-4}$
Vergussmörtel	76,83	63,0	4,214	38214	$1,433 \cdot 10^{-4}$	$-1,634 \cdot 10^{-3}$	$-5,00 \cdot 10^{-4}$
Leichtbeton	50,53	48,0	2,896	14167	$4,630 \cdot 10^{-5}$	$-1,000 \cdot 10^{-5}$	$-2,75 \cdot 10^{-4}$

$f_{cm,cube}$ : Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit,  $f_{cm}$ : Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit,  $f_{ctm}$ : Mittelwert der Zugfestigkeit,  $E_{cm}$ : Mittelwert des Elastizitätsmoduls,  $G_F$ : Bruchenergie,  $\varepsilon_{cp}$ : Faktor zur Beschreibung der plastischen Dehnung des Betons bis zum Erreichen der Druckfestigkeit,  $w_d$ : Faktor zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens des Betons

Die Betondeckung der Bügel beträgt  $c_{nom} = 40$  mm, woraus sich ein Abstand der Mittellage der Längsbewehrungsstäbe (Durchmesser 25 mm) zur Bauteilaußenkante von  $d_l = 60,5$  mm ableitet. Die Längsbewehrung ist mit Bügeln mit einem Durchmesser von 8 mm im Abstand von 80 mm über die gesamte Länge der Längsbewehrung umschlossen. Ebenfalls standardmäßig vorhanden sind drei Zusatzbügel mit einem Durchmesser von 10 mm jeweils im vertikalen Abstand von 40 mm, beginnend 20 mm unterhalb des LC-Elementes (vgl. Abb. 5-18). Für die Zusatzbügel, die aus Gründen der Dauerhaftigkeit aus Edelstahl bestehen müssen, werden auf der sicheren Seite liegend die Festigkeiten der normalen Betonstahlbewehrung B500 B angesetzt. Da i. d. R. die Bügel die Streckgrenze nicht erreichen, sind die Auswirkungen dieser Annahme auf die Traglast vernachlässigbar. Die vorgegebenen rechnerischen Materialkennwerte für den Betonstahl sind in Tabelle 5-6 dargestellt.

Tabelle 5–6: Ausgangsmaterialkennwerte der Bewehrung für die Parameterstudie

	Ø	$f_{ym}$	$f_{tm}$	$E_{sm}$	$\epsilon_{ud}$
	mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%
Längsstäbe	Variabel	550	578	200.000	2,5
Bügel	8	550	578	200.000	2,5
Zusatzbügel	10	550	578	200.000	2,5
Edelstahlbügel	8	550	578	200.000	2,5

Ø: Stabdurchmesser,  $f_{ym}$ : Mittelwert der Streckgrenze,  $f_{tm}$ : Mittelwert der Zugfestigkeit,  $E_{sm}$ : Mittelwert des Elastizitätsmoduls,  $\epsilon_{ud}$ : Gesamtdehnung bei Bruch;

### 5.6.3 Verformung unter Last

Um die Verformungszunahme bei Verwendung des Stützen-Decken-Anschlusses gegenüber einer Stahlbetonstütze unter Last zu bestimmen, wurde die Verformung am Atena3D-Modell erfasst. Die Verformungen einer Stütze mit einem Beton C50/60 und einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,09$  wird untersucht. Dabei werden als Messstrecke für die zusätzliche Verformung des Stützen-Decken-Anschlusses mit LC-Element die Dicke des LC-Elementes (100 mm) und der Bereich ohne Längsbewehrung (40 mm) definiert. Die sich ergebende Verformung wird in Relation zur Verformung einer Stahlbetonstütze mit einer Höhe von 140 mm gesetzt. Diese Differenzverformung wird bei zentrischer Belastung und bei der größten zulässigen Exzentrizität von  $e/h = 0,20$  auf der Druckseite ermittelt. Wie in Abb. 5-19 ersichtlich ist, ergibt sich eine Verformungszunahme in Höhe von 0,1 mm auf 0,8 mm unter Verwendung des LC-Elementes gegenüber einer zentrisch gedrückten Stahlbetonstütze. Auf der Druckseite der exzentrisch belasteten Stütze ergibt sich eine Erhöhung der Verformung um  $\approx 0,8$  mm auf 1,2 mm bei Anwendung des LC-Elementes. Eine solche Verformung hat für die umliegenden Bauteile i. d. R. keinerlei Einfluss auf deren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Daher kann die zusätzliche Verformung durch den Stützen-Decken-Anschluss als vernachlässigbar erachtet werden.

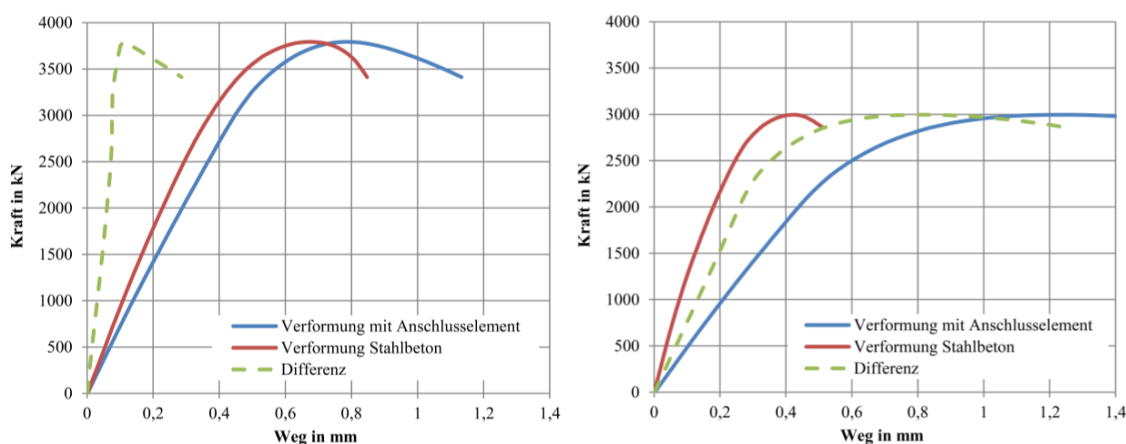


Abb. 5-19: Vergleich der Verformung zwischen Normalbeton und dem LC-Element bei zentrischer (links) und exzentrischer (rechts) Belastung

Im Hinblick auf das Dauerstandsverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses zeigt sich, dass die Zunahme der Verformungen so gering ist, dass diese vernachlässigt werden kann. Die maßgeblichen Erhöhungen der Verformung ergeben sich aus Kriechen und Schwinden. Nach Faust (2003) hat ein gefügedichter Leichtbeton gegenüber einem Normalbeton ein etwas höheres Endschwindmaß  $\varepsilon_{lcs}(\infty, t_s)$ , da weichere Zuschläge das Schwinden weniger stark behindern. Aus normativer Sicht wird der Endwert der Trocknungsschwinddehnung des Leichtbetons um den Faktor 1,2 nach DIN EN 1992-1-1 (2011), Abs. 11.3.3 (2) gegenüber dem Wert für Normalbeton (vgl. DIN EN 1992-1-1 (2011), Tabelle 3.2) erhöht. Allerdings ist zu beachten, dass das LC-Element i. d. R. erst nach 90 Tagen eingebaut und belastet wird. Daher ist davon auszugehen, dass das autogene Schwinden und, aufgrund der Dicke des Bauteils von 100 mm, ein erheblicher Anteil des Trocknungsschwindens bereits vor dessen Einbau aufgetreten ist und diese keinen Einfluss auf die Verformung des Gebäudes mehr besitzen. Im Hinblick auf die Erhöhung der elastischen Verformung durch das Kriechen zeigt sich, dass Leicht- und Normalbetone nach Weigler & Karl (1972) und Faust (2003) eine annähernd gleiche Kriechverformung  $\varepsilon_{lcc}(t, t_s)$  besitzen. Die höhere elastische Verformung aufgrund des geringeren E-Moduls wie in Abb. 5-19 geht mit einer nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) verringerten Kriechzahl  $\varphi_{lc}(t, t_0)$  einher. Die Kriechzahl ist anhand der niedrigeren Dichte des Leichtbetons mit dem Faktor  $\eta_E = (\rho/2200)^2$  zu reduzieren. Der verwendete Leichtbeton hat eine Dichte im Bereich von  $\approx 1600 \text{ kg/m}^3$ , wodurch sich der Faktor  $\eta_E = 0,53$  ergibt. Zusammenfassend kann aufgrund der geringen Zunahme der Schwindverformung und der geringen Erhöhung der elastischen Verformungsdifferenz durch das Kriechen die Zunahme der Verformung durch den Stützenanschluss gegenüber einer Stahlbetonstütze auch unter Dauerlast vernachlässigt werden.

#### 5.6.4 Sensitivitätsanalyse der Traglast bei Änderungen der Materialparameter

Zur Untersuchung, wie sensitiv die Berechnungsergebnisse auf die Änderung einzelner Parameter reagieren, wird eine entsprechende Analyse durchgeführt. Dabei erfolgt eine Beschränkung auf die Materialeigenschaften die deutlich (mehr als 10 %) von dem definierten Standardwert abweichen können. Geometrische Abweichungen (u. a. falsche Außenabmessungen der Stütze) sowie Abweichungen der Querschnittsfläche der Bewehrung (falscher Stabdurchmesser oder Stabanzahl) werden hierin nicht berücksichtigt und sind auf der Baustelle durch sorgfältige Kontrolle zu verhindern. Abweichungen der Festigkeiten des LC-Elementes werden nicht überprüft, da für dieses eine Mindestdruckfestigkeitsklasse LC40/44 und eine Untergrenze für den Elastizitätsmodul festgelegt ist, was in der Produktion durch regelmäßige Kontrollen sichergestellt werden kann. Eine höhere Festigkeit oder ein höherer E-Modul des LC-Elementes wirken günstig. Es zeigt sich jedoch, dass die Materialeigenschaften des Betons auf der Baustelle Schwankungen unterliegen, die nicht ohne weiteres zu überprüfen sind. Daher erfolgt eine Untersuchung von Abwei-

chungen der Druck- und Zugfestigkeit sowie des E-Moduls in Höhe von 30 % des Mittelwertes. Für Änderungen der Bruchenergie  $G_f$  ergeben sich nur sehr geringe Auswirkungen, weswegen auf eine Darstellung verzichtet wird. Es wird die höchste (C50/60) und niedrigste (C25/30) Festigkeitsklasse bei je vier Längsbewehrungsgraden ( $\rho_l = 0,01$ ; 0,03; 0,05 und 0,09) untersucht. Die in Abb. 5-20 und Abb. 5-21 dargestellten Berechnungsergebnisse sind stets nach Gl. 5–26 auf die Traglast  $n_{R,FEM,normiert}$  normiert, wobei die Ausgangswerte der Druckfestigkeit, des E-Moduls und der Zugfestigkeit verwendet werden, um  $N_{R,FEM}$  zu bestimmen (vgl. Tabelle 5–7).

$$n_{R,FEM,normiert} = \frac{N_{R,FEM,Materialstreuung}}{N_{R,FEM}} \quad \text{Gl. 5-26}$$

Tabelle 5–7: Traglasten  $N_{R,FEM}$  in kN

	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$
C25/30	1908	2095	2094	2305
C50/60	2990	2959	2947	2996

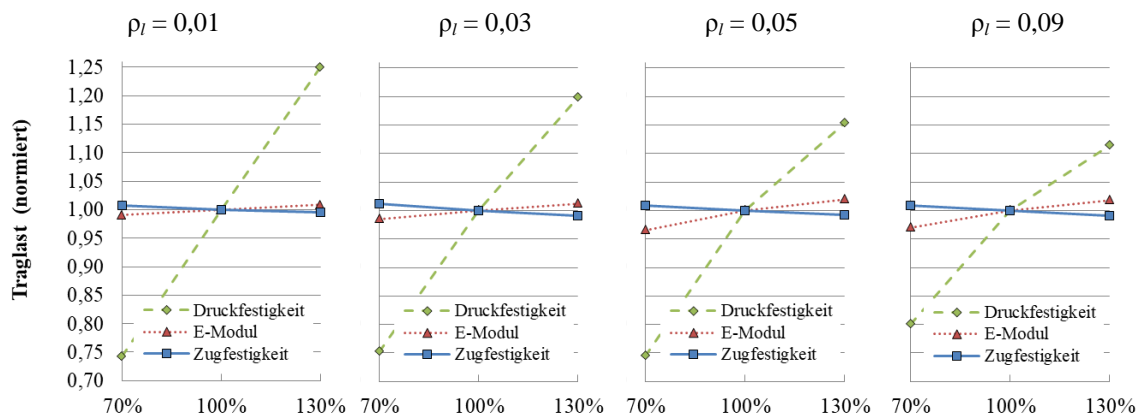


Abb. 5-20: Sensitivität verschiedener Materialeigenschaften für die Betonfestigkeitsklasse C25/30

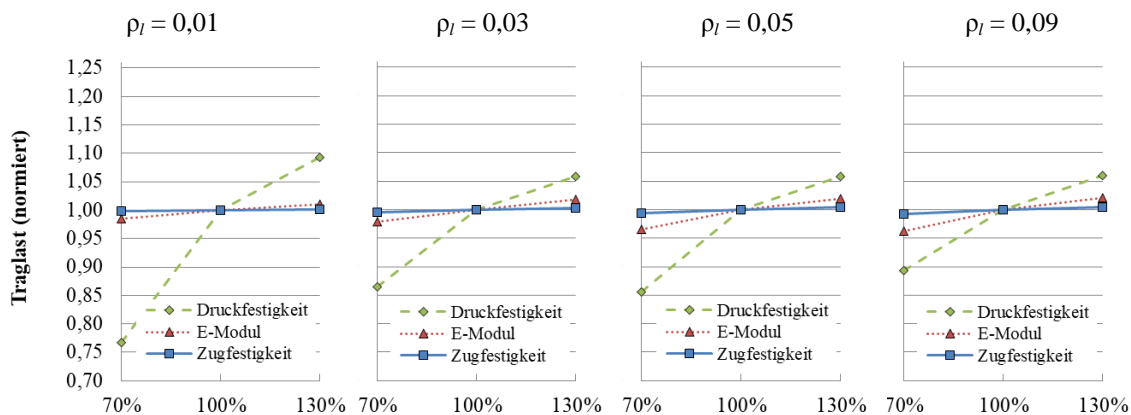


Abb. 5-21: Sensitivität verschiedener Materialeigenschaften für die Betonfestigkeitsklasse C50/60

### Zugfestigkeit

In Abb. 5-20 und Abb. 5-21 ist zu erkennen, dass der Einfluss einer 30-prozentigen Zu- bzw. Abnahme der Zugfestigkeit sich jeweils nur zu maximal einem Prozent auf die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses auswirkt und somit die Zugfestigkeit irrelevant ist.

### E-Modul

Eine 30-prozentige Abnahme des E-Moduls führt bei einer niedrigen Druckfestigkeit zu einer Reduktion der bezogenen Traglast von 1,1 % bei einem niedrigen Bewehrungsgrad und bis zu 3,4 % bei einem hohen Bewehrungsgrad. Für hohe Druckfestigkeiten ist eine Reduktion um 1,5 % (niedriger Bewehrungsgrad) bis zu 3,8 % (hoher Bewehrungsgrad) (vgl. Abb. 5-20 und Abb. 5-21) vorhanden. Eine Zunahme des E-Moduls um 30 % führt hingegen unabhängig von der Betondruckfestigkeitsklasse nur zu einer Steigerung der bezogenen Traglast um 1 % (bei einem niedrigen Bewehrungsgrad) und bis zu 2 % (bei hohem Bewehrungsgrad). Daher ist bei der Verwendung von Betonen mit einem niedrigen E-Modul eine entsprechende Abminderung der Traglast in Betracht zu ziehen.

### Druckfestigkeit

Die größte Auswirkung zeigt sich bei Abweichungen der Druckfestigkeit der Stahlbetonstütze. Eine Abnahme der Druckfestigkeit um 30 % führt bei einer niedrigen Druckfestigkeit und niedrigem Bewehrungsgrad zu einer Abnahme um  $\approx 25$  %. Bei dem höchsten Bewehrungsgrad ist eine Abnahme um 20 % vorzufinden. Bei einer Zunahme der Druckfestigkeit um 30 % erhöht sich die auf das LC-Element bezogene Traglast um 25 %, wobei diese mit zunehmendem Bewehrungsgrad auf 11,5 % abnimmt (vgl. Abb. 5-20). Bei der hohen Druckfestigkeitsklasse nach Abb. 5-21 führt eine Abnahme der Druckfestigkeit um 30 % zu einer Verringerung der auf das LC-Element bezogenen Traglast von 23 % bei einem niedrigen Bewehrungsgrad. Mit zunehmenden Bewehrungsgrad verringert sich die Abnahme auf 11 %. Eine Erhöhung der Druckfestigkeit um 30 % führt zu einer Zunahme der Traglast von 6 %, außer bei dem niedrigsten Bewehrungsgrad, bei dem 9,4 % erreicht werden. Dies begründet sich durch die maximal erreichbare Traglast des LC-Elementes.

Zusammenfassend zeigt sich, dass eine Streuung der Bruchenergie, der Zugfestigkeit und eine Änderung des Elastizitätsmoduls nur geringfügige Auswirkungen auf die Traglast besitzen, während die Druckfestigkeit der Stahlbetonstütze stets maßgebend für die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses ist. Dabei ist unter Beachtung der bisherigen Erkenntnisse die sich aus der Vorgabe der einaxialen Druckfestigkeit ergebende mehraxiale Druckfestigkeit die maßgebende Größe. Da die Zugfestigkeit nicht maßgebend ist, folgt, dass die aus der unterschiedlichen Querdehnung von LC-Element und Stahlbetonstütze auftretenden Querkzugspannungen in Kombination mit dem vorherrschenden dreiaxialen Druckspannungszustand geringer sind als die Zugfestigkeit von Beton. Die aus der Querdehnung auftretenden Zugspannungen wirken sich jedoch reduzierend auf die Querspan-

nungen im dreiaxialen Spannungszustand aus und beeinflussen dadurch die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses maßgeblich.

### 5.6.5 Definition der Bezugsgrößen

Die Untersuchungsparameter werden einzeln vorgestellt und deren Einfluss auf die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses erläutert. Dazu ist es zunächst erforderlich, die unterschiedlichen Traglasten des Stützen-Decken-Anschlusses zu definieren. Die Traglast des numerischen Modells wird mit  $N_{R,FEM}$  bezeichnet. Zur Auswertung wird ergänzend dazu die Traglast  $N_{R,FEM}$  auf die Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs unter dem LC-Element bei Annahme eines starr-plastischen Materialverhaltens für den Beton  $N_{R,Theorie,Stütze,QS}$  nach Gl. 5–27 bezogen und mit  $\eta_{FEM,QS}$  bezeichnet. Diese Wahl begründet sich vorgreifend durch einen geringen Einfluss der Bewehrung auf die Traglast der numerischen Berechnung  $N_{R,FEM}$ . Zugleich ist die Bestimmung der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs bei einer späteren Anwendung in der Baupraxis eine einfach ermittelbare Rechengröße.

$$\eta_{FEM,QS} = \frac{N_{R,FEM}}{N_{R,Theorie,Stütze,QS}} = \frac{N_{R,FEM}}{f_{cm} \cdot b_x \cdot b_y \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_x}{b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_y}{b_y}\right)} \quad Gl. 5-27$$

Darüber hinaus ist eine Betrachtung des theoretischen Ausnutzungsgrades des LC-Elementes nach Gl. 5–28 zur Auswertung sinnvoll. Hierbei wird die Traglast  $N_{R,FEM}$  durch die Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes mit starr-plastischem Materialverhalten unter Berücksichtigung der Exzentrizität der Last und der Traglast der mit einem Vergussmörtel verfüllten Rüttelöffnung  $N_{R,LC-Element}$  dividiert. Diese bezogene Traglast wird als  $\eta_{FEM,LC-Element}$  definiert. Dabei wurden die Materialparameter gemäß Tabelle 5–5 verwendet.

$$\begin{aligned} \eta_{FEM,LC-Element} &= \frac{N_{R,FEM}}{N_{R,LC-Element}} \\ &= \frac{N_{R,FEM}}{f_{lcm} \cdot A_{lc,netto} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_x}{b_{Element}}\right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_y}{b_{Element}}\right) + f_{VMm} \cdot A_{Rüttelöffnung}} \end{aligned} \quad Gl. 5-28$$

Da der Einfluss der Untersuchungsparameter auf die drei Traglasten  $N_{R,FEM}$ ,  $\eta_{FEM,QS}$  und  $\eta_{FEM,LC-Element}$  i. d. R. nicht gleich ist, werden die Auswirkungen der Untersuchungsparameter im Hinblick auf die Traglasten  $N_{R,FEM}$ ,  $\eta_{FEM,QS}$  und  $\eta_{FEM,LC-Element}$  getrennt erfasst. Dabei werden zuerst die Parameter vorgestellt, deren Einfluss auf alle drei Werte hoch ist.



### 5.6.6 Einfluss der Druckfestigkeitsklasse und des Bewehrungsgrades

Die Querschnittstragfähigkeit von Stahlbetonstützen wird maßgeblich durch die Betondruckfestigkeit und den Bewehrungsgrad beeinflusst. Der Einfluss der Druckfestigkeit des LC-Elementes und des Vergussmörtels ist nicht zu untersuchen, da für beide Mindestdruckfestigkeitsklassen bei Anwendung des Stützen-Decken-Anschlusses vorgeschrieben sind. Eine höhere Betongüte der Stahlbetonstütze führt daher zu einer höheren Traglast und zu einer höheren Beanspruchung des LC-Elements, da das Festigkeitsverhältnis zwischen LC-Element und Beton mit zunehmender Druckfestigkeit geringer wird. Für die Parameterstudie wird von normalfesten Betonen bis zur Druckfestigkeitsklasse C50/60 nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) ausgegangen. Die niedrigste Druckfestigkeitsklasse für Stützen ergibt sich entsprechend der Umweltbedingungen nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) zu C25/30. Der geometrische Bewehrungsgrad  $\rho_l$  wird in 0,01-Schritten beginnend bei 0,01 bis zu 0,05 gesteigert. Als Grenzwert wird ergänzend ein Bewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,09$  berücksichtigt. In Abb. 5-22 ist die auf den Stahlbetonquerschnitt bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  nach Gl. 5–27 für sechs Bewehrungsgrade über die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton dargestellt. Dabei wird die Bewehrung durch vier Stäbe abgebildet. Die absoluten Traglasten  $N_{R, FEM}$  liegen zwischen 1908 kN und 2990 kN (siehe Anhang H).

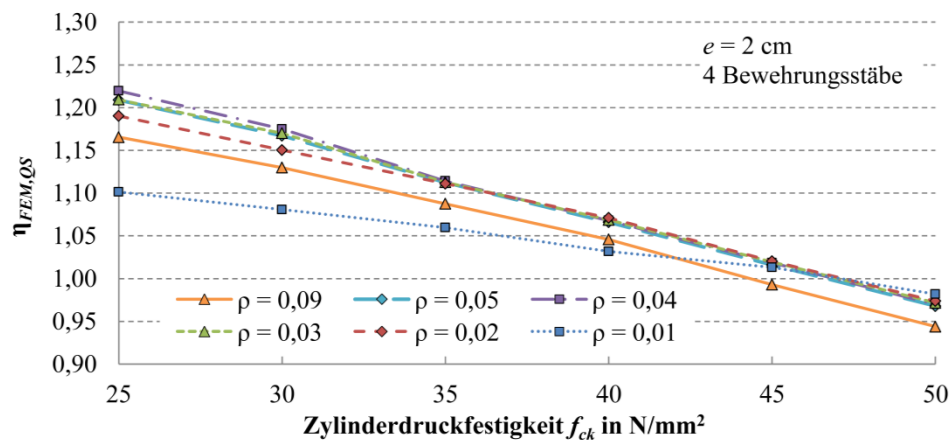


Abb. 5-22: Auf den unbewehrten Bereich der Stütze bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  für verschiedene Bewehrungsgrade aufgetragen über der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$

Es zeigt sich ein deutlicher Zusammenhang der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  und der Zylinderdruckfestigkeit des Betons der Stütze und ein wesentlich geringerer Zusammenhang zwischen der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  und dem Bewehrungsgrad. Je höher die Druckfestigkeit des Betons desto höher ist die Querschnittstragfähigkeit, während sich die Traglast  $N_{R, FEM}$  des Stützen-Decken-Anschlusses durch die Erhöhung der Druckfestigkeit nur in geringerem Umfang steigert. Ausgehend von einer bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  von 1,10 - 1,22 verringert sich dieser Wert auf bis zu 0,94 - 0,98. Im Hinblick auf den Bewehrungsgrad ist eine differenzierte Betrachtung erforderlich. Die Differenzen der bezogenen

Traglasten  $\eta_{FEM, QS}$  für die Bewehrungsgrade  $\rho_l = 0,02$  bis  $0,05$  ist geringer als 3 % der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs. Mit zunehmender Druckfestigkeit der Stütze verringert sich diese Differenz auf weniger als 1 % (vgl. Abb. 5-22). Die deutlichen Abweichungen bei den Bewehrungsgraden  $\rho_l = 0,01$  und  $0,09$  sind wie folgt begründet:

Im numerischen Modell wurden auch für den Bewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,09$  zur Vergleichbarkeit vier Stäbe angesetzt, wodurch sich ein rechnerischer Durchmesser von 43 mm je Bewehrungsstab ergibt. Die Reduktion von  $\eta_{FEM, QS}$  gegenüber den geringeren Bewehrungsgraden mit kleineren Stabdurchmessern lässt sich auf ein Lasteinleitungsproblem bei großen Durchmessern im numerischen Modell erklären. In Abschnitt 5.5.5 konnte gezeigt werden, dass bis zu einem Durchmesser von 25 mm die Lasteinleitung aus dem Beton in die Bewehrung über Verbund und Spitzendruck im numerischen Modell sehr gut abgebildet wird. In Atena3D wird die Bewehrung als Stabelement definiert und steifigkeitserhöhend für die direkt umgebenden Betonvolumenelemente angesetzt. Bei einer Elementgröße im numerischen Modell von  $< 17$  mm liegen jedoch mehrere Betonvolumenelemente innerhalb des Durchmesser des Bewehrungsstabes, deren Steifigkeit nicht erhöht wird, wodurch der Spitzendruck bei sehr großen Durchmessern nicht so gut abgebildet werden kann. Mit zunehmender Druckfestigkeit des Betons erhöht sich die Verbundfestigkeit, wodurch der in der Modellierung zu niedrige Spitzendruck der Längsbewehrung zum Teil ausgeglichen wird, sodass sich die Differenz von  $\eta_{FEM, QS}$  gegenüber den geringeren Bewehrungsgraden reduziert.

Bei einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  ist eine deutliche Abminderung der Traglast gegenüber den anderen Bewehrungsgraden zu erkennen, die sich durch das Erreichen der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze erklärt. In Abb. 5-23 ist die Spannung in der Bewehrung für die Druckfestigkeitsklasse C25/30 bei einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  auf der linken Seite dargestellt. Die Längsbewehrung ist bis zur Streckgrenze belastet und die Bügel sind auf halber Stützhöhe am stärksten belastet. Der Bereich um das LC-Element ist gering beansprucht. Bei Erhöhung der Betonfestigkeit verschiebt sich der meistbelastete Querschnitt zum LC-Element, wobei die Längsbewehrung die Streckgrenze weiterhin vollständig erreicht. Bei der Druckfestigkeitsklasse C50/60 ( $\rho_l = 0,01$ ) ist der Versagenspunkt direkt unterhalb des LC-Elementes (vgl. Abb. 5-23, rechts).

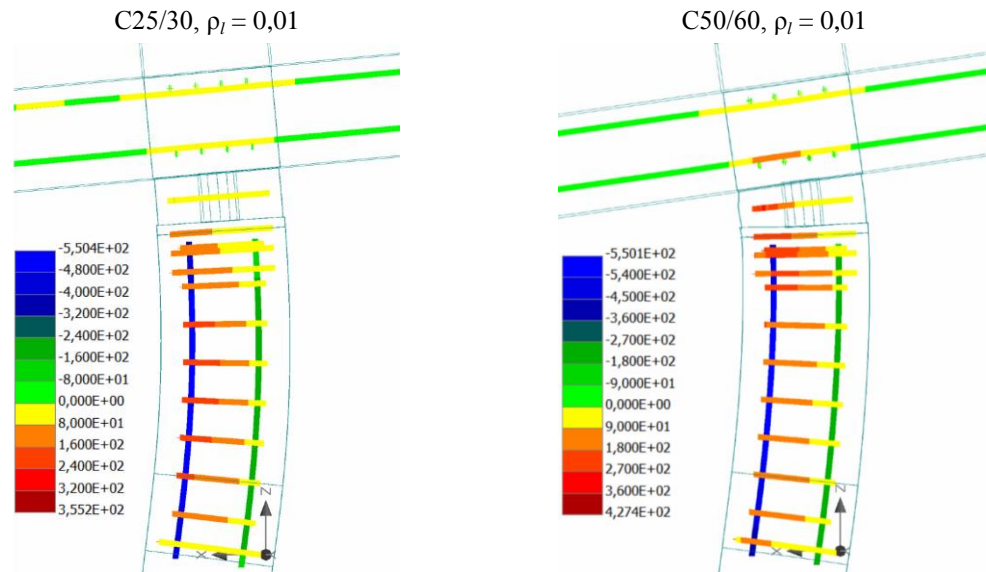


Abb. 5-23: Spannungen in der Bewehrung zur Identifikation der Versagensstelle

Bei einer weiteren Erhöhung der Druckfestigkeit (vgl. Abb. 5-24, links) oder einer Erhöhung des Längsbewehrungsgrades auf  $\rho_l = 0,02$  (vgl. Abb. 5-24, rechts) erreicht die Bewehrung die Streckgrenze nicht mehr. Somit zeigt sich, dass die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze wieder oberhalb der Traglast des Stützen-Deckenanschlusses mit LC-Element liegt und nicht maßgebend wird.

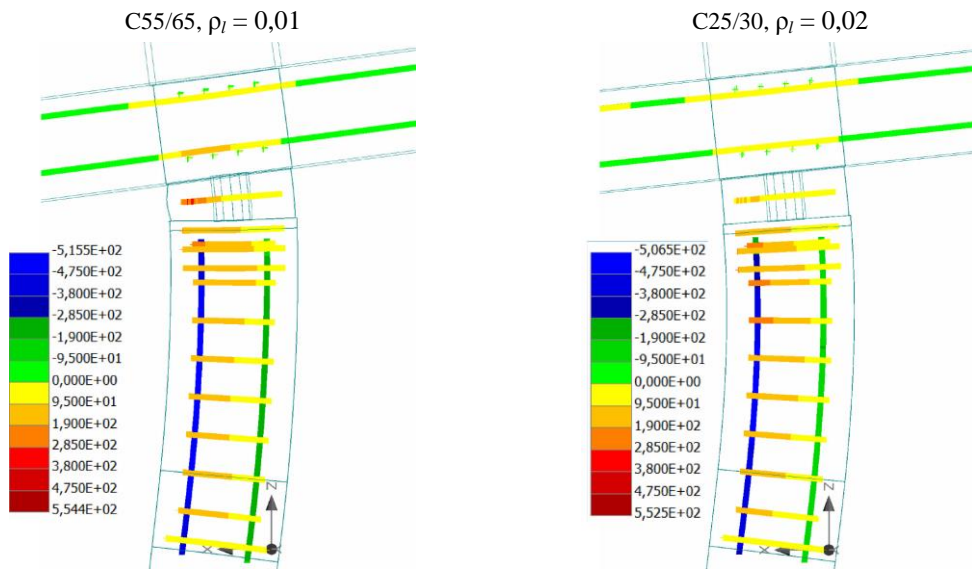


Abb. 5-24: Spannungen in der Bewehrung zur Identifikation der Versagensstelle

In Abb. 5-25 ist die auf die Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes unter Verwendung von starr-plastischen Materialverhalten bezogene Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  nach Gl. 5–28 über die Zylinderdruckfestigkeit der Stahlbetonstütze dargestellt. Die Traglast des LC-Elementes bei einer Exzentrizität von 2 cm ergibt sich nach Gl. 5–28 zu 2456 kN.

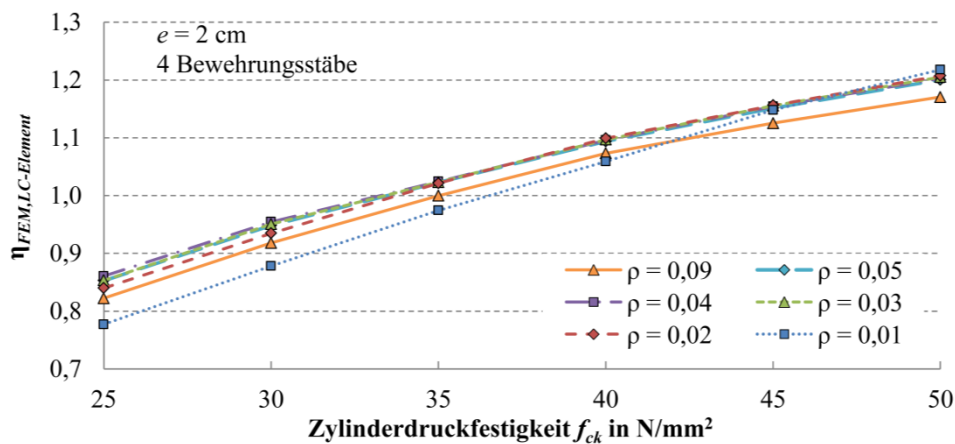


Abb. 5-25: Auf den Widerstand des LC-Elementes bezogene Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  für verschiedene Bewehrungsgrade aufgetragen über der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$

In Abb. 5-25 ist erkennbar, dass mit zunehmender Zylinderdruckfestigkeit des Betons eine höhere bezogene Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  erreicht wird. Ausgehend von einem Bereich von 0,78 - 0,86 ist eine Zunahme bis 1,17 - 1,22 zu verzeichnen. Anhand der bezogenen Traglast, die Werte über 1,0 erreicht, ist erkennbar, dass durch eine Querdehnungsbehinderung des LC-Elementes durch den Stützenbeton eine Steigerung der Tragfähigkeit des LC-Elementes über die einaxiale Druckfestigkeit hinaus erreicht wird. Der Bewehrungsgrad hat einen untergeordneten Einfluss auf die bezogene Traglast des LC-Elementes. Auch in diesem Fall zeigen sich die zuvor erläuterten Auswirkungen eines zu großen Stabdurchmesser bei  $\rho_l = 0,09$  und dem Erreichen der Querschnittstragfähigkeit bei  $\rho_l = 0,01$ .

### 5.6.7 Einfluss der Anzahl der Bewehrungsstäbe

Außer der Betondruckfestigkeit und dem Längsbewehrungsgrad spielt die Anzahl der in der Stütze vorhandenen Längsbewehrungsstäbe eine wichtige Rolle bei der Bestimmung der maximalen Traglast. In Abb. 5-26 und Abb. 5-27 ist die Traglast bezogen auf die Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Stahlbetonstütze über den Bewehrungsgrad  $\rho_l$  in % dargestellt. Dabei erfolgt eine Differenzierung nach der Anzahl der Längsbewehrungsstäbe (4, 8 oder 12). Es ist zu berücksichtigen, dass ein Stabdurchmesser von 8 mm bzw. 10 mm für Stützen als Längsbewehrung nicht zulässig ist, jedoch bei den geringen Längsbewehrungsgraden in der Modellierung angesetzt wird. Zusammenfassend werden folgende Fälle modelliert, um Bewehrungsgrade zwischen 1,0 % und 9,0 % darzustellen:

4 Längsstäbe: Ø 14; Ø 20; Ø 25; Ø 28; Ø 32; Ø 43

8 Längsstäbe: Ø 10; Ø 14; Ø 16; Ø 20; Ø 25; Ø 28; Ø 32

12 Längsstäbe: Ø 8; Ø 12; Ø 14; Ø 20; Ø 25

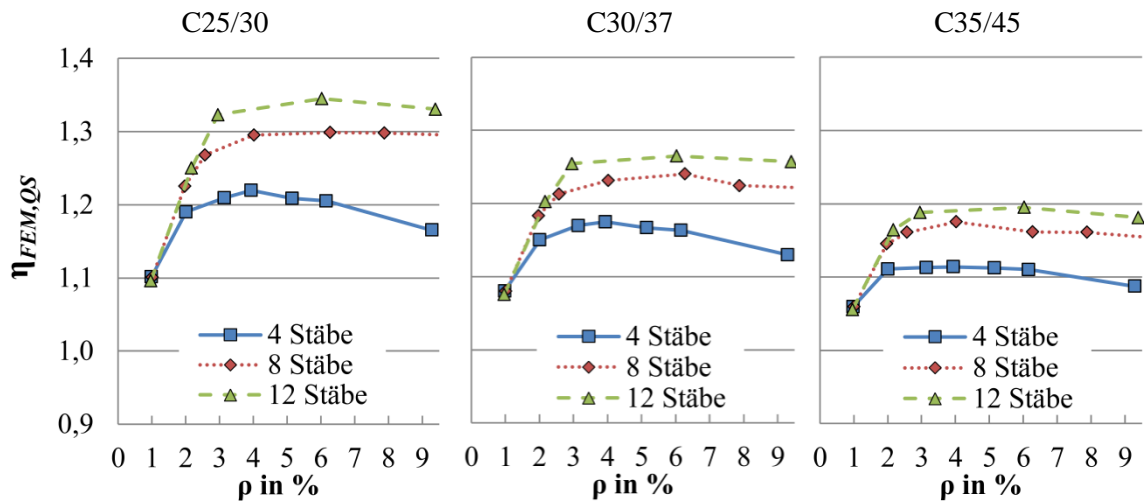


Abb. 5-26: Auswirkung einer veränderten Stabanzahl der Längsbewehrung auf die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  für die Betonfestigkeitsklassen C25/30 bis C35/45

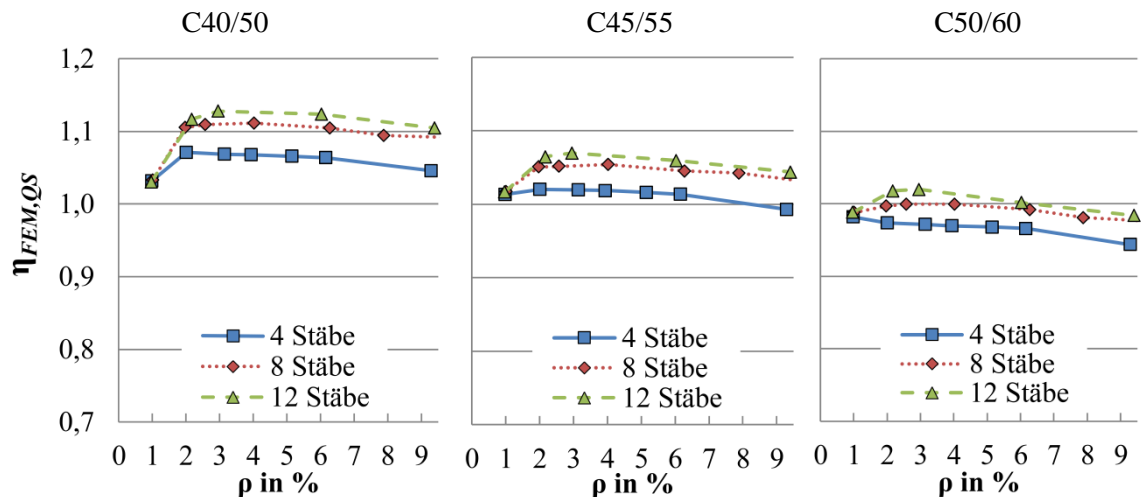


Abb. 5-27: Auswirkung einer veränderten Stabanzahl der Längsbewehrung auf die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  für die Betonfestigkeitsklassen C40/50 bis C50/60

Bei einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  ist konsistent zu den bisherigen Ergebnissen gemäß Abschnitt 5.6.1 Querschnittsversagen der Stahlbetonstütze maßgebend und die Querschnittstragfähigkeit bei konstantem Bewehrungsgrad und gleichmäßiger Verteilung der Bewehrung unabhängig von der Stabanzahl. Daher ist die auf das LC-Element bezogene Traglast ebenfalls unabhängig von der Stabanzahl der Längsbewehrung. Die Auswertung erfolgt daher ab einem Längsbewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,02$ . Aus Abb. 5-26 und Abb. 5-27 geht hervor, dass mit zunehmender Anzahl der Längsbewehrungsstäbe bei gleichbleibendem Bewehrungsgrad eine Erhöhung der bezogenen Traglast erreicht wird. Zugleich ist am geringer werdenden vertikalen Abstand der Verläufe der bezogenen Traglast mit unterschiedlicher Stabanzahl bei zunehmender Druckfestigkeitsklasse erkennbar, dass sich die Erhöhung der bezogenen Traglast mit zunehmender Betondruckfestigkeit verringert. Bei einem Bewehrungsgrad von z. B.  $\rho_l = 0,03$  verringert sich die Erhöhung von

$\Delta\eta_{FEM, QS} \approx 0,12$  bei zwölf anstelle von vier Längsstäben bei niedriger Druckfestigkeit auf  $\Delta\eta_{FEM, QS} \approx 0,07$  bei hoher Festigkeit.

Die drei Kurven in Abb. 5-26 und Abb. 5-27 für 4, 8 und 12 Bewehrungsstäbe verlaufen ab einem Bewehrungsgrad ( $\rho_l \geq 0,03$ ) unter Vernachlässigung des Abfalles bei  $\rho_l \geq 0,09$  (Lasteinleitung in der Modellierung, siehe Abschnitt 5.6.1) annähernd parallel. Daher kann der Einfluss des Bewehrungsgrades ( $\rho_l \geq 0,03$ ) auf die Erhöhung von  $\Delta\eta_{FEM, QS}$  vereinfachend vernachlässigt werden. Für eine quantitative Auswertung ist es erforderlich, die bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  zu identischen Bewehrungsgraden von 2 % bis 9 % zu vergleichen. Dazu wird zwischen den in Abb. 5-26 und Abb. 5-27 dargestellten bezogenen Traglasten  $\eta_{FEM, QS}$  der numerischen Berechnung getrennt für vier, acht und zwölf Bewehrungsstäbe linear interpoliert. Die Differenzen der bezogenen Traglasten  $\eta_{FEM, QS}$  bei der Anwendung von acht und zwölf Längsstäben bezogen auf den Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze gegenüber der Anordnung von vier Stäben ist in Tabelle 5–8 dargestellt.

Tabelle 5–8: Steigerung der auf die Traglast des unbewehrten Bereiches der Stütze bezogenen Traglast  $\Delta\eta_{FEM, QS}$  bei Anwendung von acht bzw. zwölf Bewehrungsstäben anstelle von vier

Bewehrungsgrad	C25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60	
	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe
2 %	0,037	0,044	0,035	0,041	0,035	0,048	0,035	0,043	0,031	0,043	0,023	0,044
3 %	0,069	0,116	0,049	0,086	0,053	0,076	0,041	0,059	0,033	0,050	0,027	0,047
4 %	0,082	0,118	0,060	0,087	0,060	0,076	0,043	0,058	0,035	0,047	0,029	0,044
5 %	0,088	0,128	0,068	0,094	0,057	0,080	0,042	0,059	0,034	0,046	0,028	0,040
6 %	0,091	0,137	0,074	0,100	0,052	0,084	0,041	0,059	0,032	0,045	0,026	0,035
7 %	0,104	0,146	0,079	0,108	0,057	0,087	0,041	0,059	0,036	0,047	0,027	0,037
8 %	0,116	0,155	0,081	0,117	0,064	0,090	0,041	0,059	0,040	0,049	0,028	0,038
9 %	0,127	0,163	0,090	0,125	0,067	0,093	0,045	0,060	0,041	0,051	0,032	0,040

Je höher die Betonfestigkeitsklasse, desto geringer ist i. d. R. der laststeigernde Effekt. Bei der Festigkeitsklasse C25/30 ist bei acht (zwölf) Längsstäben anstelle von vier eine Erhöhung der bezogenen Traglast um maximal 0,127 (0,163) und bei C50/60 nur eine Steigerung von 0,032 (0,040) zu erreichen. Bei der Anordnung von zwölf Längsstäben anstelle von vier ist eine weitere Steigerung der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  möglich. Bei Aufteilung der Erhöhung der bezogenen Traglast nach in Tabelle 5–8 auf die Anzahl der über vier hinausgehenden Längsstäbe zeigt sich, dass der traglaststeigernde Effekt je zusätzlichen Bewehrungsstab mit zunehmender Stabanzahl geringer wird.

Der positive Effekt einer höheren Stabanzahl ist dadurch zu erklären, dass der kritische Bereich unterhalb des LC-Elementes durch den Spitzendruck der Bewehrung punktuell sehr stark belastet wird. Bei höherer Stabanzahl und gleichem Gesamtquerschnitt der Bewehrung verteilt sich die Kraft auf mehr Bewehrungsstäbe und der Bereich, in dem die

mehraxiale Betondruckfestigkeit aktiviert werden kann, ist größer (vgl. Abb. 5-28). Bei hohen Betondruckfestigkeiten ist der Unterschied zwischen der mehraxialen Betondruckfestigkeit und der Druckfestigkeit der Bewehrung wesentlich geringer werden, weswegen bereits mit vier Stäben höhere Traglasten erreicht werden. Zugleich wird die Traglast des LC-Elementes selbst erreicht. Durch beide Effekte folgt, dass eine gleichmäßigere Lasteinleitung bei hohen Betondruckfestigkeiten weniger Einfluss auf die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses besitzt.

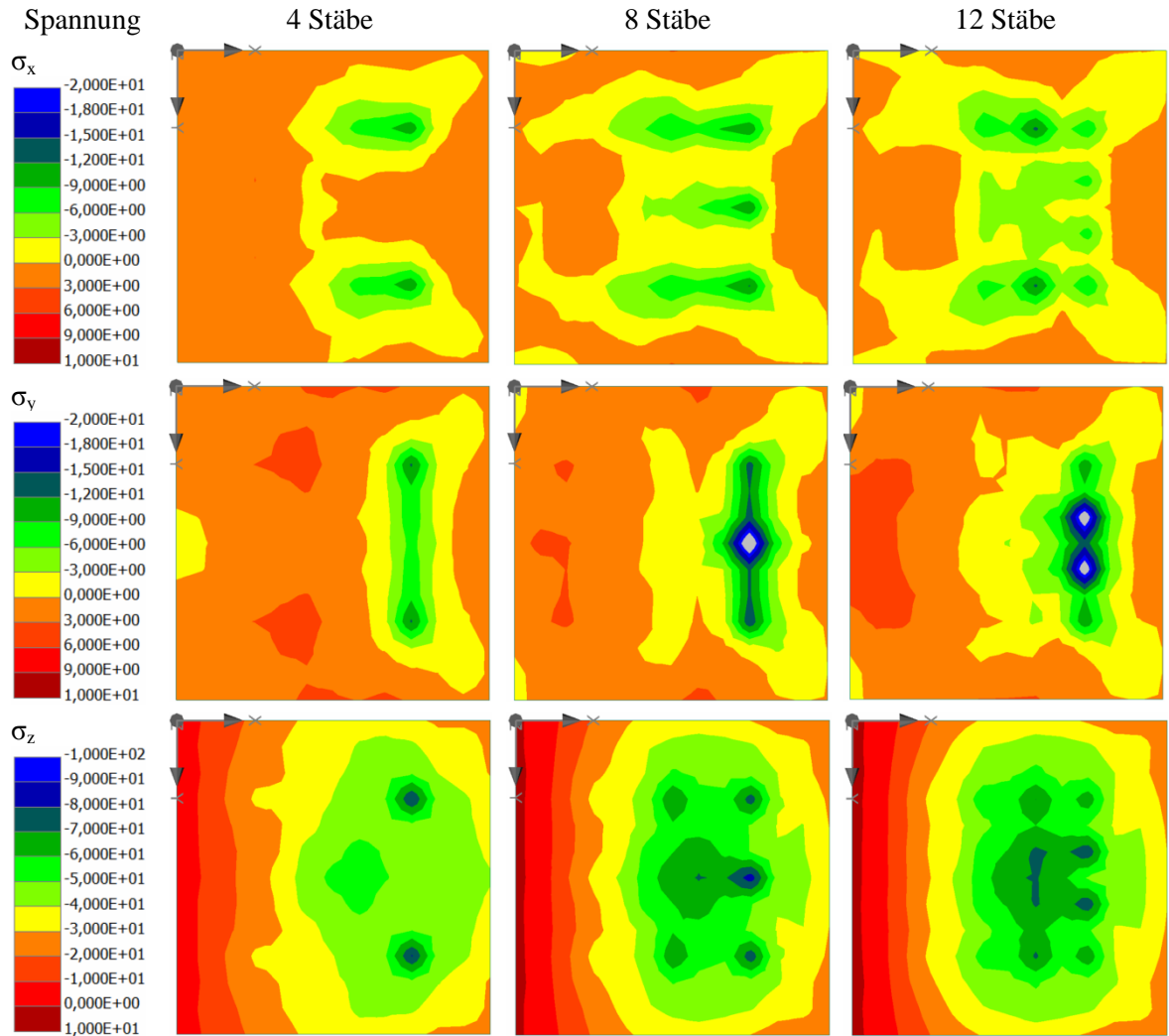


Abb. 5-28: Spannungen  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  in  $\text{N/mm}^2$  für verschiedene Stabanzahlen der Längsbewehrung für eine Stütze der Betonfestigkeitsklasse C25/30

### 5.6.8 Einfluss der Exzentrizität der Belastung

Auch wenn Innenstützen in Verbindung mit Flachdecken nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) nur für eine planmäßig zentrische Beanspruchung zu bemessen sind, liegt in der Regel eine ausmittige Belastung aufgrund unterschiedlicher Deckenspannweiten oder der feldweisen Belastung der Decke vor. In Graubner et al. (2016) konnte gezeigt werden,



dass diese Exzentrizitäten unter Beachtung der Randbedingungen auf die normative Mindestexzentrizität für zentrische Querschnitte von 20 mm begrenzt ist. Im Zuge der Parameterstudie wird die Exzentrizität von  $e = 0$  mm bis  $e = 50$  mm in 1 cm Schritten gesteigert, was in Bezug auf die Stützenabmessung  $h$  zu Exzentrizitäten  $e/h = 0,0$  bis  $e/h = 0,20$  führt. Bereits ab einer Exzentrizität von  $e = 42$  mm (Kernweite) entstehen Zugspannungen am Querschnittsrand. Bei Exzentrizitäten  $e/h > 0,20$  entstehen Zugspannungen in der Bewehrung (vgl. Abb. 5-29, rechts) und es handelt sich somit nicht mehr um einen druckbelasteten Querschnitt entsprechend der Definition in dieser Arbeit. Somit ist die Verwendung des Stützenanschlusses für größere Exzentrizitäten als  $e/h = 0,20$  ausgeschlossen. Die Untersuchung der Auswirkung der Exzentrizität erfolgt für die kleinste (C25/30) und größte (C50/60) Betonfestigkeitsklasse bei zusätzlicher Differenzierung nach dem Bewehrungsgrad in drei Stufen ( $\rho_l = 0,01$ ; 0,03 und 0,05). Dabei ist zu beachten, dass bei der Betonfestigkeitsklasse C25/30 und einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  die Tragfähigkeit des Stützenquerschnittes bereits erreicht (s. Abschnitt 5.6.1) ist und daher auf eine Darstellung in diesem Abschnitt verzichtet wird. Aufgrund der Lasteinleitungsprobleme bei großen Stabdurchmessern in der Modellierung (vgl. Abschnitt 5.6.1) wird der Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,09$  nicht berücksichtigt.

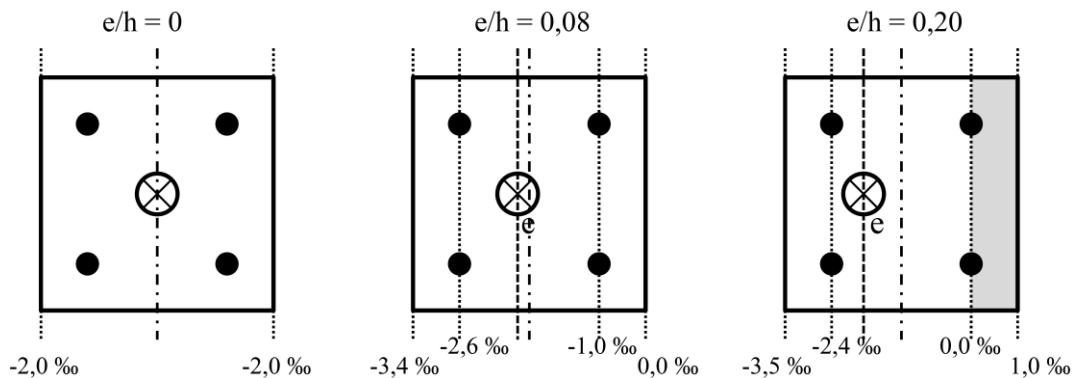


Abb. 5-29: Dehnungsverlauf über den Stützenquerschnitt bei den Exzentrizitäten  $e/h = 0$  (links), 0,08 (Mitte) und 0,2 (rechts)

Die numerische Untersuchung zeigt, dass der Einfluss der Exzentrizität auf die drei Traglasten  $N_{R,FEM}$ ,  $\eta_{FEM,QS}$  und  $\eta_{FEM,LC-Element}$  deutlich unterschiedlich ist. Die Traglast  $N_{R,FEM}$  nimmt, wie zu erwarten ist, mit zunehmender Exzentrizität der Belastung ab, da zusätzlich zu der Normalkraft  $N_{R,FEM}$  das zugehörige Biegemoment  $N_{R,FEM} \cdot e$  abzutragen ist. Dabei ist erkennbar, dass eine Steigerung der Druckfestigkeit zu höheren Traglasten führt, wobei der Verhältniswert von  $N_{R,FEM,C25/30}$  bezogen auf  $N_{R,FEM,C50/60}$  im Bereich von  $e/h = 0$  bis 0,2 konstant ist. Darüber hinaus ist erkennbar, dass eine Steigerung des Bewehrungsgrades, unabhängig von der Exzentrizität, keine wesentliche Erhöhung der Traglast zur Folge hat.

Die auf den unbewehrten Bereich der Stütze bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  nach Gl. 5–27 ist für die beiden zuvor genannten Betonfestigkeitsklassen (C25/30; C50/60) und die drei



Bewehrungsgrade ( $\rho_l = 0,01; 0,03$  und  $0,05$ ) über die bezogene Exzentrizität in Abb. 5-30 dargestellt. Bei der Bestimmung der Traglasten  $N_{R,FEM}$  und  $N_{R,Theorie,Stütze,QS}$  fließt die Exzentrizität ein.

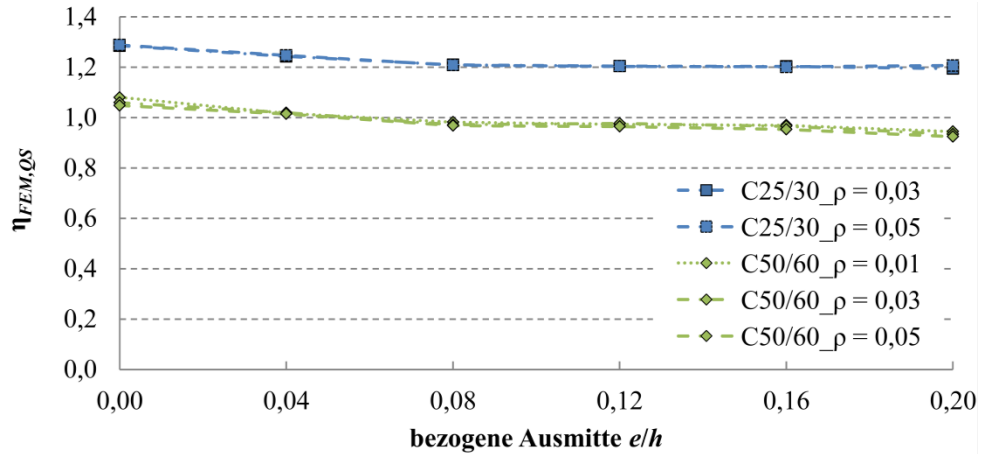


Abb. 5-30: Auf den unbewehrten Bereich der Stütze bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade aufgetragen über die bezogene Exzentrizität  $e/h$

In Abb. 5-30 ist zu erkennen, dass die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  für die niedrige Betonfestigkeitsklasse im Bereich von  $\approx 1,2$  und für die hohe Betonfestigkeitsklasse im Bereich von  $\approx 1,0$  nahezu konstant verläuft. Daher ist die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  unabhängig von der Exzentrizität und es sind keine über- oder unterproportionalen Auswirkungen der Exzentrizität auf  $\eta_{FEM,QS}$  vorhanden. Der Anstieg der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  bei Exzentrizitäten  $e/h \leq 0,08$  begründet sich durch die Verwendung des starr-plastischen Materialmodells für die Bestimmung der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs gegenüber der wirklichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton in der FEM. Bei geringen Exzentrizitäten wird auch in der FEM die maximale Druckfestigkeit des Betons über den ganzen Querschnitt erreicht, was mit zunehmender Änderung der Dehnungsverteilung (siehe Abb. 5-29) nicht mehr der Fall ist.

Die auf die Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes bezogene Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  nach Gl. 5-28 ist über die bezogene Exzentrizität in Abb. 5-31 dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  für beide Druckfestigkeitsklassen nahezu konstant verläuft. Die stärkere Querdehnungsbehinderung des Betons der höheren Druckfestigkeitsklasse gegenüber der niedrigeren Festigkeitsklasse führt zu einer Erhöhung der bezogenen Traglast um  $\approx 0,35$ . Der Anstieg der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  bei Exzentrizitäten  $e/h \leq 0,08$  begründet sich ebenfalls durch die Verwendung des starr-plastischen Materialverhaltens für die Tragfähigkeit des LC-Elementes gegenüber der wirklichen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in der FEM.

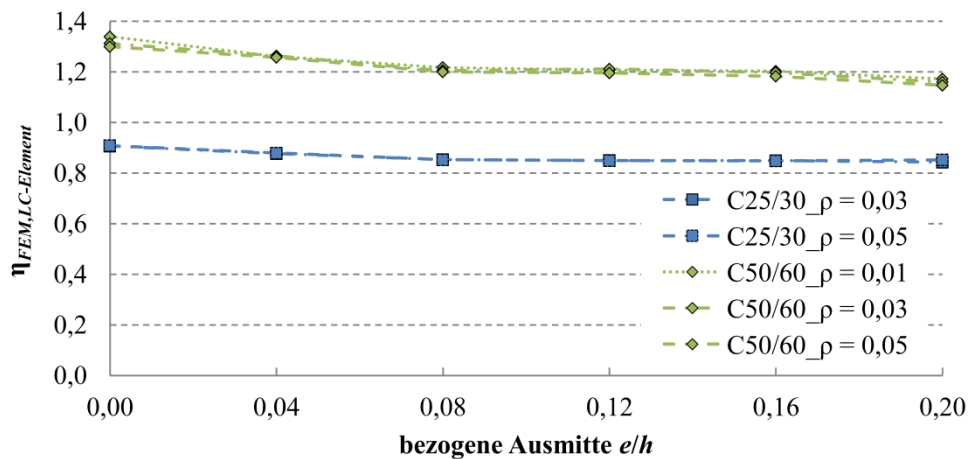


Abb. 5-31: Auf den Widerstand des LC-Elementes bezogene Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade aufgetragen über die bezogene Exzentrizität  $e/h$

Im Zuge der Parameterstudie wurde auch eine zweiaxiale Exzentrizität überprüft, da bei Geschossbauten aufgrund der Verkehrslast und unterschiedlicher Deckenspannweiten in x- und y-Richtung in der Regel eine zweiaxiale Exzentrizität vorherrscht. Die Exzentrizität in x- und y- Richtung kann dabei zu einer absoluten Exzentrizität  $e_{ges}$  nach Gl. 5–29 zusammengefasst werden.

$$e_{ges} = \sqrt{e_x^2 + e_y^2} \quad \text{Gl. 5–29}$$

Eine größere absolute Exzentrizität wirkt für Stützen stets traglastmindernd, daher wird für die numerische Untersuchung eine absolute Exzentrizität von  $e_{ges} = e_0 = 20$  mm angesetzt. Dies ist gleichbedeutend mit der Belastung der Stütze auf einer Kreisbahn mit dem Radius  $e_{ges}$ . Aufgrund der doppelten Symmetrie des Stützenquerschnittes ist es ausreichend ein Kreissegment von einem Achtel zu untersuchen. Die für die Parameterstudie verwendeten Exzentrizitäten und die Traglast einer Stütze mit C25/30 und  $\rho_l = 0,03$  können Tabelle 5–9 entnommen werden. Zusätzlich ist in Abb. 5-32 die absolute (links) und bezogene (rechts) Traglast unter zweiaxialer Belastung für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade dargestellt.

Tabelle 5–9: Traglast einer Stütze mit einer Breite von 250 mm, einer Druckfestigkeitsklasse C25/30 und einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,03$  unter zweiaxialer Belastung

	$e_x$	$e_y$	$e_{ges}$	$N_{R,FEM}$	$N_{R,Theorie,Stütze,QS}$	$\eta_{FEM,QS}$
0°	20 mm	0 mm	20 mm	2090 kN	1733 kN	1,209
26,6°	17,89 mm	8,94 mm	20 mm	2095 kN	1641 kN	1,277
45°	14,14 mm	14,14 mm	20 mm	2100 kN	1622 kN	1,294

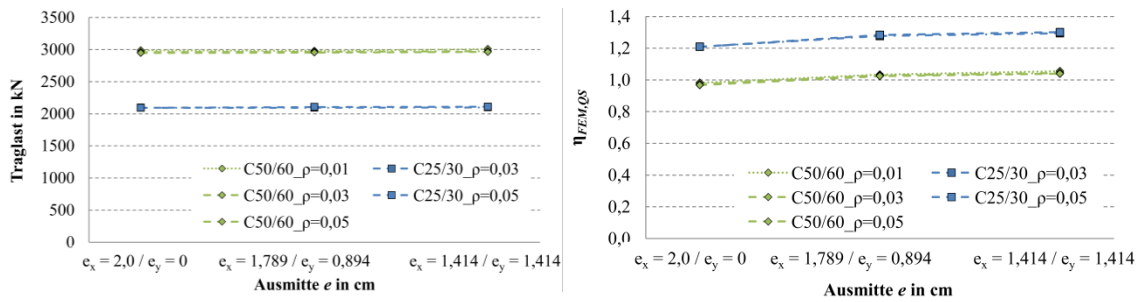


Abb. 5-32: Absolute (links) und bezogene (rechts) Traglast unter zwei axialer Belastung für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade

Bei einer zwei axialen Exzentrizität ist die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze geringfügig niedriger, da sich die Dehnungsverteilung über dem Querschnitt ändert und auf der abliegenden Seite Zugspannungen auftreten, welche bei der 45° Belastung am größten sind. Es zeigt sich, dass eine zwei axiale Belastung zu vernachlässigbar höheren absoluten Traglasten führt. Die Traglast des unbewehrten Bereichs unter Ansatz starrplastischen Materialverhaltens verringert sich durch die zweiachsige Belastung bei gleicher Gesamtexzentrizität  $e_{ges} = 20$  mm um  $\approx 7$  %, sodass sich die bezogene Traglast um diese  $\approx 7$  % erhöht. Entsprechend Abb. 5-32 gilt dieser Sachverhalt für alle Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade im Untersuchungsraum. Daraus folgt, dass die Verwendung einer ein axialen Belastung stets auf der sicheren Seite liegt.

Zusammenfassend ist ausschließlich die absolute Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses in dem betrachteten Bereich der Exzentrizität  $e/h \leq 0,2$  abhängig von der Exzentrizität. Die beiden bezogenen Traglasten  $\eta_{FEM, QS}$  und  $\eta_{FEM, LC-Element}$  sind unabhängig von der ein- oder zwei axialen Exzentrizität  $e$ .

### 5.6.9 Einfluss der Abmessungen des Anschlusselementes

In Kapitel 2 wird erläutert, dass die maximale Außenabmessung des LC-Elementes durch die Außenabmessung der Stütze beschränkt ist. Daher ist eine Vergrößerung des LC-Elementes nicht möglich. Die Auswirkungen einer Reduktion der Breite des LC-Elementes um 10 % nach Gl. 5–30 werden nachfolgend erläutert.

$$\beta = \frac{b_{LC, red}}{b_{LC}} \quad \text{Gl. 5–30}$$

Dazu wird die niedrigste (C25/30) und die höchste (C50/60) Betonfestigkeitsklasse unter Variation von vier Bewehrungsgraden ( $\rho_l = 0,01; 0,03; 0,05$  und  $0,09$ ) überprüft. Bei der Darstellung der Ergebnisse in Abb. 5-33 wird der Wert für die Stütze mit C25/30 bei  $\rho_l = 0,01$  und  $\beta = 1,0$  nicht aufgeführt, da in diesem Fall die Querschnittstragfähigkeit der Stütze erreicht wird (vgl. Abschnitt 5.6.1).

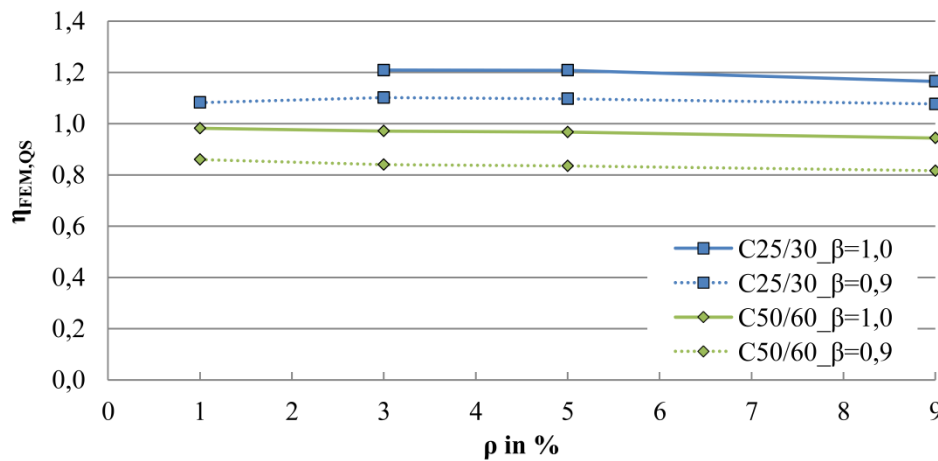


Abb. 5-33: Auf die Traglast des unbewehrten Bereichs der Stütze bezogene Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses im numerischen Modell unter Variation der Außenabmessungen des LC-Elementes für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade

In Abb. 5-33 ist erkennbar, dass die Kurven für  $\beta = 1,0$  und  $\beta = 0,9$  bei gleicher Festigkeit durchgängig parallel verlaufen. Dabei liegt die Kurve der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  für die kleinere Breite des LC-Elementes ( $\beta = 0,9$ ) um einen konstanten Faktor unterhalb derjenigen Kurve für ein LC-Element in der Ausgangsgröße. Eine Verringerung der Außenabmessungen des LC-Elementes führt zu einer Reduktion der Traglast. Aufgrund der Tatsache, dass eine hohe absolute Traglast angestrebt wird, ist das LC-Element möglichst über die volle Stützenbreite auszuführen.

Die Reduzierung der Traglast folgt aus dem geänderten Kraftflusses im Stützen-Decken-Anschluss. Die erforderliche Umlenkung der Kraft im Beton zur Stützenmitte führt zu resultierenden Zugspannung (vgl. Abb. 5-34), welche die mehraxiale Festigkeit des Betons und folglich die Traglast reduzieren. Der Faktor, mit dem die Traglast bei der reduzierten Breite aus der Traglast mit der Ausgangsgröße bestimmt werden kann, ist bei der Festigkeitsklasse C25/30  $\approx 0,9$ . Bei der höheren Festigkeitsklasse (C50/60) ist die Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes maßgebend zur Bestimmung der Traglast. Durch die Reduktion der Seitenlängen auf  $0,9 \cdot b_{LC}$  ergibt sich eine Flächenreduktion auf  $0,81 \cdot A_{LC}$ . Der zu ermittelnde Reduktionsfaktor zwischen der Traglast bei reduzierter und ursprünglicher Breite ist  $\approx 0,86$ . Daraus wird deutlich, dass durch den Betonüberstand und den Querdruck aufgrund der Umlenkung des Kraftflusses im Bereich des LC-Elementes dessen Tragfähigkeit um rund 0,05 erhöht wird.

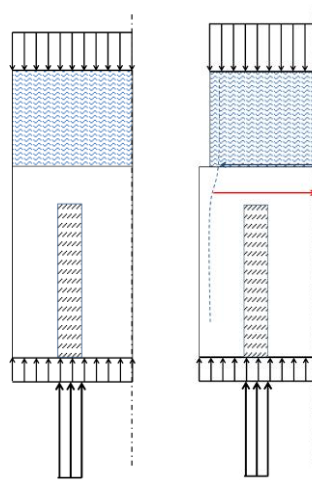


Abb. 5-34: Darstellung der sich aus der reduzierten Breite des LC-Elementes ergebenden Kräfte

### 5.6.10 Einfluss der Dicke des Anschlusselementes

Zur Minimierung der Wärmeverluste ist die Dicke des LC-Elementes so groß wie möglich zu wählen (vgl. Kapitel 2). Aufgrund der architektonischen Anforderung die Dicke der umliegenden Wärmedämmung nicht zu überschreiten, ist diese Höhe auf 10 cm begrenzt. Für die Traglast spielt jedoch das Verhältnis der Dicke des LC-Elementes zu seiner Seitenlänge eine Rolle. Für abweichende Seitenlängen der Stütze ändert sich das Verhältnis  $h_{LC}/b_{LC}$ . Zur Untersuchung eines geänderten  $h_{LC}/b_{LC}$  Verhältnisses kann alternativ nur die Dicke des Elementes verändert werden, da alle anderen Parameter konstant bleiben. Die Untersuchung erstreckt sich über einen Bereich der Dicke des LC-Elementes von 50 mm bis zu 100 mm und folglich über das Verhältnis  $h_{LC}/b_{LC} = 0,2$  bis zu  $0,4$ .

In Abb. 5-35 ist die Traglast des Stützen-Anschlusses in der Modellierung  $N_{R,FEM}$  bezogen auf die Traglast des unbewehrten Bereichs der Stütze  $N_{R,Theorie,Stütze,QS}$  über das bezogene Verhältnis von Dicke zu Breite des LC-Elementes  $h_{lc} / b_{lc}$  dargestellt. Die Untersuchung wurde für die höchste und niedrigste Betonfestigkeitsklasse C25/30 und C50/60 durchgeführt, wobei geometrische Bewehrungsgrade von 0,01; 0,03; 0,05 und 0,09 untersucht wurden. Aus den Betonfestigkeitsklassen ergibt sich die Traglast des unbewehrten Bereichs der Stütze  $N_{R,Theorie,Stütze,QS}$  zu 1733 kN bei C25/30 und 3045 kN bei C50/60.

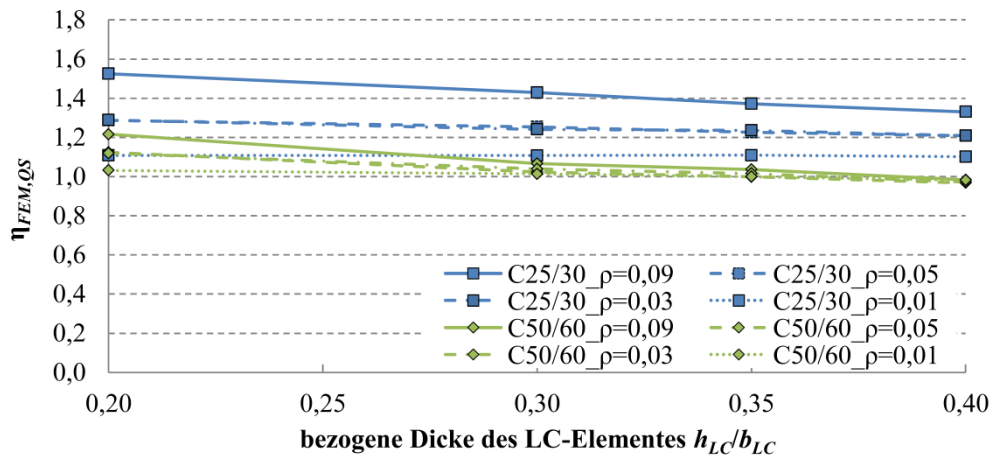


Abb. 5-35: Auf die Traglast des unbewehrten Bereichs der Stütze bezogene Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses im numerischen Modell unter Variation der bezogenen Dicke des LC-Elementes für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade

Bei einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  und der Betonfestigkeitsklasse C25/30 sowie bei der Betonfestigkeitsklasse C50/60 bis zu einer bezogenen Dicke  $h_{lc} / b_{lc}$  von 0,3 ist das Querschnittsversagen der Stahlbetonstütze maßgebend (vgl. Abschnitt 5.6.1). Da dieses unabhängig von der Dicke des LC-Elementes ist ergibt sich ein horizontaler Verlauf der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  in Abb. 5-35. Bei dem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,09$  wurden zur Vermeidung der Lasteinleitungsprobleme bei großen Durchmessern (vgl. Abschnitt 5.6.1) zwölf Bewehrungsstäbe anstelle von vier verwendet. Die dadurch erreichte Erhöhung der Traglast ist deutlich in Abb. 5-35 zu erkennen und deren Ursache ist in Abschnitt 5.6.7 erläutert. Aus Abb. 5-35 ist zu entnehmen, dass sich die bezogene Traglast bei einer Erhöhung der Dicke des LC-Elements nahezu linear reduziert, was auf nachfolgende Ursachen zurückzuführen ist. Bei der niedrigen Druckfestigkeitsklasse versagt der Beton unterhalb des LC-Elementes auf Druck, wobei die Querdruckspannungen in diesem Bereich durch den Querkzug aufgrund der höheren Querdehnung des LC-Elementes reduziert werden. Dabei vergrößert sich die Querdehnung mit zunehmender Dicke des LC-Elementes, wodurch die Querkzugspannungen steigen und sich die Traglast reduziert. Bei der hohen Druckfestigkeitsklasse versagt das LC-Element unter dem mehraxialen Druckspannungszustand. Dabei wird die Effektivität der Querdehnungsbehinderung des LC-Elementes durch die Stahlbetonstütze und die Decke mit zunehmender Dicke geringer, wodurch die Tragfähigkeit des LC-Elementes abnimmt. Bei einer Reduktion des Verhältnisses von Dicke zu Breite des LC-Elementes von  $h_{LC}/b_{LC} = 0,4$  auf 0,2, was einer Erhöhung der Stützenbreite von 250 mm auf 500 mm bei konstanter Dicke des LC-Elementes entspricht, folgt eine Erhöhung von  $\eta_{FEM, QS}$  im Bereich von bis zu 8 % (bzw. 19 % bei  $\rho_l = 0,09$ ) der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Stütze für die niedrige und bis zu 15 % (bzw. 23 % bei  $\rho_l = 0,09$ ) für die hohe Betonfestigkeit.

In Abb. 5-36 ist die Traglast des Stützen-Anschlusses  $N_{R,FEM}$  im Verhältnis zur Tragfähigkeit des LC-Elementes  $N_{R,LC-Element} = 2456 \text{ kN}$  über das bezogene Verhältnis von Dicke zu Breite des LC-Elementes  $h_{LC} / b_{LC}$  dargestellt. Wie bereits erläutert tritt bei den Stützen mit einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$ , bei denen Querschnittsversagen der Stahlbetonstütze auftritt, was unabhängig von der Dicke des LC-Elementes ist und sich in einer horizontalen Kurve in Abb. 5-36 zeigt. Zu erkennen ist, dass mit zunehmender Dicke des LC-Elementes die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  nahezu linear abnimmt, da die effektive Querdehnungsbehinderung des LC-Elementes durch den angrenzenden Beton mit zunehmender Dicke des LC-Elementes geringer wird. Im Unterschied zu der auf den unbewehrten Bereich bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  liegt bei der auf das LC-Element bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  die Kurve für die hohe Betondruckfestigkeitsklasse oberhalb derjenigen für die niedrige Festigkeitsklasse. Hierdurch zeigt sich, dass die Querdehnungsbehinderung des LC-Elementes durch den angrenzenden Stützenbeton bei größeren Betondruckfestigkeiten wesentlich höher ist. Die höhere Traglast bei einem Längsbewehrungsgrad von 0,09 gegenüber den niedrigeren Bewehrungsgraden ist auf die höhere Stabanzahl und den damit verbundenen gleichmäßigeren Lastübertrag zurückzuführen. Bei einer Reduktion des Verhältnisses von Dicke zu Breite des LC-Elementes von  $h_{LC}/b_{LC} = 0,4$  auf 0,2 folgt eine Erhöhung von  $\eta_{FEM,LC-Element}$  im Bereich von bis zu 5 % (bzw. 14 % bei  $\rho_l = 0,09$ ) der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Stütze für die niedrige und bis zu 19 % (bzw. 29 % bei  $\rho_l = 0,09$ ) für die hohe Betonfestigkeit.

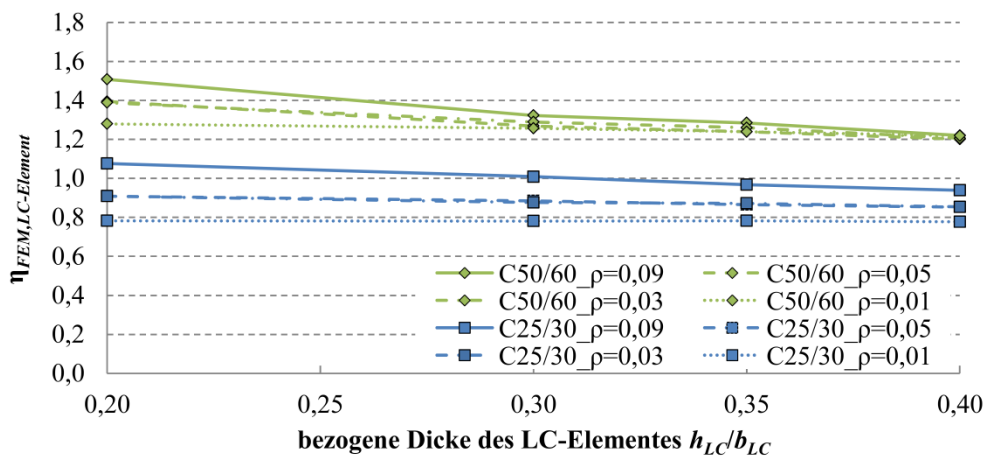


Abb. 5-36: Auf die Tragfähigkeit des LC-Elementes bezogene Traglast des Stützen-Decken-Anchlusses im numerischen Modell unter Variation der bezogenen Dicke des LC-Elementes für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade

### 5.6.11 Einfluss der Breite der Stahlbetonstütze

Der Parameterstudie liegt eine quadratische Stütze mit den Außenabmessungen von 250 mm zugrunde. In diesem Abschnitt wird untersucht, wie sich eine Erhöhung der Breite auf 500 mm auf die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  auswirkt. Dazu ist es erforderlich, die



Exzentrizität der Belastung und die Längsbewehrung im numerischen Modell zu erhöhen, um ein gleiches  $e/h$ -Verhältnis bzw. einen gleichen Längsbewehrungsgrad sicherzustellen. Des Weiteren ist die Länge der Stütze zu erhöhen, sodass sich die St. Venant'schen Störbereiche in Höhe der zweifachen Stützenbreite von Fußpunkt und Anschlusselement nicht beeinflussen. Zur Untersuchung wird die niedrigste (C25/30) und höchste (C50/60) Betondruckfestigkeitsklasse jeweils bei den drei Bewehrungsgraden  $\rho_l = 0,01$ ; 0,04 und 0,09 untersucht. Für die hohen Bewehrungsgrade bei einer Stützenbreite von 500 mm sind mehr als vier Längsstäbe zu verwenden, daher sind in Tabelle 5–10 die Anzahl der Bewehrungsstäbe, deren Durchmesser sowie deren mittlerer Achsabstand angegeben.

Tabelle 5–10: Auswirkung der Erhöhung der Breite von 250 mm auf 500 mm

Breite in mm	Stab- anzahl	Durch- messer in mm	Stabab- stand in mm	$\rho_l$ in %	C25/30			C50/60		
					$N_{R,FEM}$ in kN	$N_{R,Theorie,}$ $Stütze, QS$ in kN	$\eta_{FEM, QS}$	$N_{R,FEM}$ in kN	$N_{R,Theorie,}$ $Stütze, QS$ in kN	$\eta_{FEM, QS}$
250	12	8	47	1	1899	1313	1,45	3009	2625	1,15
250	4	14	136	1	1908		1,45	2990		1,14
250	8	10	70	1	1907		1,45	3009		1,15
250	4	28	122	4	2113		1,61	2953		1,13
250	8	20	65	4	2244		1,71	3043		1,16
250	12	25	42	9	2305		1,76	2996		1,14
250	4	43	107	9	2019		1,54	2874		1,10
500	4	28	372	1	7145	5250	1,36	10580	10500	1,01
500	8	20	190	1	7605		1,45	11012		1,05
500	16	28	93	4	8888		1,69	11100		1,06
500	36	28	41	9	9068		1,73	11040		1,05

Bei einem Vergleich der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  zwischen einer Stützenbreite von 250 mm gegenüber 500 mm zeigt sich nach Tabelle 5–10 für vier Längsbewehrungsstäbe eine bezogene Traglast von 1,45 zu 1,36 bei C25/30 und 1,14 zu 1,01 bei C50/60. Es ist also erkennbar, dass sich die bezogene Traglast mit zunehmender Breite der Stütze reduziert. Zu beachten ist hierbei, dass der Stababstand der Stütze mit der kleineren Breite 136 mm beträgt gegenüber einem Stababstand von 372 mm bei der größeren Stütze. Durch eine Erhöhung der Stabanzahl der größeren Stütze auf acht Längsbewehrungsstäbe und folglich einer Reduktion des Stababstandes auf 190 mm erhöht sich die bezogene Traglast ungefähr auf diejenige der kleineren Stütze. Daher sind in nachfolgender Tabelle die bezogenen Traglasten bei Verwendung eines annähernd gleichen Stababstandes aus Tabelle 5–10 zusammengestellt und im Hinblick auf das Verhältnis zwischen der größeren und kleineren Stützenbreite ausgewertet.



Tabelle 5–11: Verhältnis der bezogenen Traglasten für verschiedene Stababstände der Längsbewehrung in Abhängigkeit der Breite der Stütze

Stababstand in mm		$\rho_l$ in %	C25/30			C50/60		
$b_{250}$	$b_{500}$		$\eta_{FEM, QS, b_{250}}$	$\eta_{FEM, QS, b_{500}}$	$\eta_{FEM, QS, b_{500}} / \eta_{FEM, QS, b_{250}}$	$\eta_{FEM, QS, b_{250}}$	$\eta_{FEM, QS, b_{500}}$	$\eta_{FEM, QS, b_{500}} / \eta_{FEM, QS, b_{250}}$
136	190	1	1,45	1,45	1,00	1,14	1,05	0,92
65	93	4	1,71	1,69	0,99	1,16	1,06	0,91
42	41	9	1,76	1,73	0,98	1,14	1,05	0,92

Aus Tabelle 5–11 geht hervor, dass bei gleichem Stababstand der Längsbewehrung die bezogene Traglast für die niedrige Festigkeitsklasse unabhängig von der Stützenbreite gleich groß ist. Für die höchste Betonfestigkeitsklasse ist eine Abminderung auf den Faktor 0,92 zu berücksichtigen. Weiterhin erscheint es zweckmäßig die Erhöhung der bezogenen Traglast durch die Anzahl der Längsbewehrungsstäbe für die Verwendung bei größeren Stützenbreiten um einen definierten Stababstand zu ergänzen. Bei einem Vergleich zu den Ergebnissen des Einflusses der Dicke des Anschlusselementes ist erkennbar, dass eine Steigerung der Tragfähigkeit aufgrund des günstigeren Verhältnisses von Dicke zu Breite des LC-Elementes nicht zu erkennen ist. Unter Ansatz einer linearen Interpolation lassen sich die erforderlichen Abminderungsfaktoren ausgehend von Tabelle 5–11 für größere Stützenbreiten in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit wie folgt zusammenfassen:

Tabelle 5–12: Erforderlicher Abminderungsfaktor bei einer Erhöhung der Breite von 250 mm auf 500 mm in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit

Stützenbreite in mm	Betondruckfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>					
	25	30	35	40	45	50
250	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
300	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,98
350	1,00	0,99	0,99	0,98	0,97	0,97
400	1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95
450	1,00	0,99	0,97	0,96	0,95	0,94
500	1,00	0,98	0,97	0,95	0,94	0,92

### 5.6.12 Einfluss des lichten Abstandes zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem Anschlusselement

Bei der Anwendung des Stützenanschlusses in der Praxis ist eine planmäßige Fugendicke von 20 mm vorgesehen (vgl. Abschnitt 4.2). Zur Überprüfung der Auswirkungen des Abstandes  $a$  wird dieser in drei Schritten von  $a = 40$  mm über  $a = 20$  mm auf  $a = 0$  mm reduziert, wobei der erste Bügel stets auf Höhe der Enden der Längsbewehrung platziert werden muss. Außer der definierten Standardstütze (C30/37 mit  $\rho_l = 0,03$ ) wird die bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  für die minimale (C25/30 mit  $\rho_l = 0,01$ ) und maximale (C50/60 mit

$\rho_l = 0,09$ ) Tragfähigkeit der Stahlbetonstütze untersucht. Zur Abbildung in dem numerischen Modell wurden für den hohen Bewehrungsgrad zwölf Bewehrungsstäbe verwendet. Die dazugehörigen Zahlenwerte sind in Tabelle 5–13 zu finden. Bei der Querbewehrung erfolgt keine Anpassung, d. h. die Abstände der Bügelbewehrung, die Anzahl der Zusatzbügel und deren jeweilige Stabdurchmesser werden konstant gehalten. Es erfolgt auch keine Erhöhung der Schnittigkeit der Bügel.

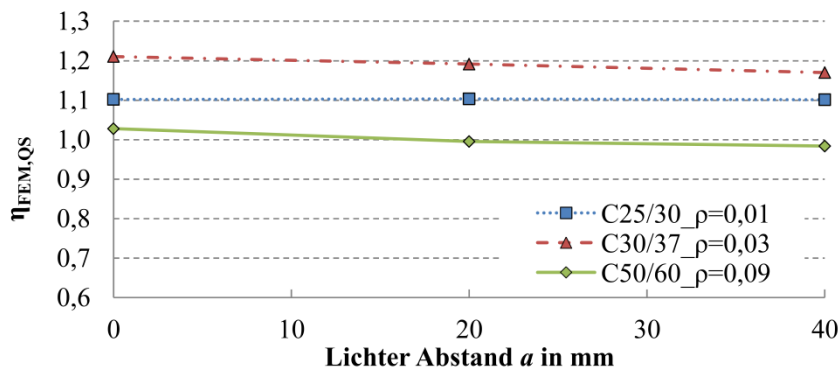


Abb. 5-37: Traglast unter Variation des lichten Abstandes  $a$  der Längsbewehrung zum Anschlusselement für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade

Tabelle 5–13: Traglast unter Variation des lichten Abstandes  $a$  der Längsbewehrung zum Anschlusselement für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Bewehrungsgrade

	C25/30, $\rho_l = 0,01$			C30/37, $\rho_l = 0,03$			C50/60, $\rho_l = 0,09$		
Lichter Abstand $a$ in mm	0	20	40	0	20	40	0	20	40
$N_{R,FEM}$ in kN	1909	1912	1908	2415	2377	2334	3130	3032	2996
$N_{R,Theorie,Stütze, QS}$ in kN	1733			1995			3045		
$\eta_{FEM, QS}$	1,102	1,104	1,101	1,211	1,191	1,170	1,028	0,996	0,984

Anhand des horizontalen Verlaufs der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  bei einem Bewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,01$  in Abb. 5-37 ist ersichtlich, dass das Querschnittsversagen der Stahlbetonstütze maßgebend und kein Zusammenhang zum lichten Abstand  $a$  vorhanden ist. Ferner zeigt sich in Abb. 5-37, dass eine Reduktion des Abstandes  $a$  von  $a = 40$  mm bis  $a = 0$  mm zu einer Erhöhung der bezogenen Traglast führt (vgl. Abb. 5-37). Die Wahl eines lichten Abstandes zwischen dem Ende der Längsbewehrung und der Unterkante des LC-Elementes von 40 mm für die experimentellen und numerischen Untersuchungen als Standardwert liefert die geringste Traglast und liegt daher auf der sicheren Seite.

### 5.6.13 Einfluss des Abstandes der Bügelbewehrung

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurde die Bügelbewehrung der Stützen für die Endverankerung der Längsbewehrung und der erforderlichen Umschnürungswirkung des Betonkerns entsprechend den Anforderungen aus Abschnitt 2.5.3 für einen Längsbewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,03$  ermittelt. Es ergab sich ein zweischnittiger Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm und einem Bügelabstand  $s_{80}$  von 80 mm, der über die Höhe der

Stütze konstant gehalten wurde. Dies wurde für die Modellierung als Standardwert übernommen. Anhand des numerischen Modells wurde ermittelt, wie sich eine Reduzierung der Bügelbewehrung bis auf den Mindestwert nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) auswirkt. Daraus folgen ein Abstand  $s_{max}$  von maximal 250 mm und eine Verdichtung in einem Bereich bis zur einfachen Stützenbreite (250 mm) unterhalb des LC-Elementes auf den 0,6-fachen Abstand. Zusammenfassend besteht die Bügelbewehrung für den normativen Maximalabstand  $s_{max}$  aus einem Bügel an den Stabenden der Längsbewehrung. Darauf folgen zwei Bügel mit einem Abstand von je 150 mm und alle weiteren Bügel mit einem Abstand von 250 mm (s. Abb. 5-38). Ein Vergleich der Traglasten an vier Stützen (C25/30 mit  $\rho_l = 0,02$  und  $\rho_l = 0,09$ ; C50/60 mit  $\rho_l = 0,01$   $\rho_l = 0,09$ ) ist in Tabelle 5-14 dargestellt. Dabei wurde der niedrigste Bewehrungsgrad der Stütze mit einem C25/30 so gewählt, dass kein Querschnittsversagen der Stahlbetonstütze maßgebend ist. Unter Beachtung der Anforderungen aus Abschnitt 2.5.3 für eine Stütze mit C50/60 und einer Längsbewehrung von 12 Stäben mit einem Durchmesser von 25 mm ergibt sich eine erforderliche Querbewehrung  $s_{min}$  von acht zweischnittigen Bügeln mit einem Durchmesser von 8 mm im Abstand von je 30 mm sowie acht weiteren Bügeln im Abstand von 60 mm. Daran schließt sich die normative Mindestbewehrung von Bügeln im Abstand von 250 mm an.

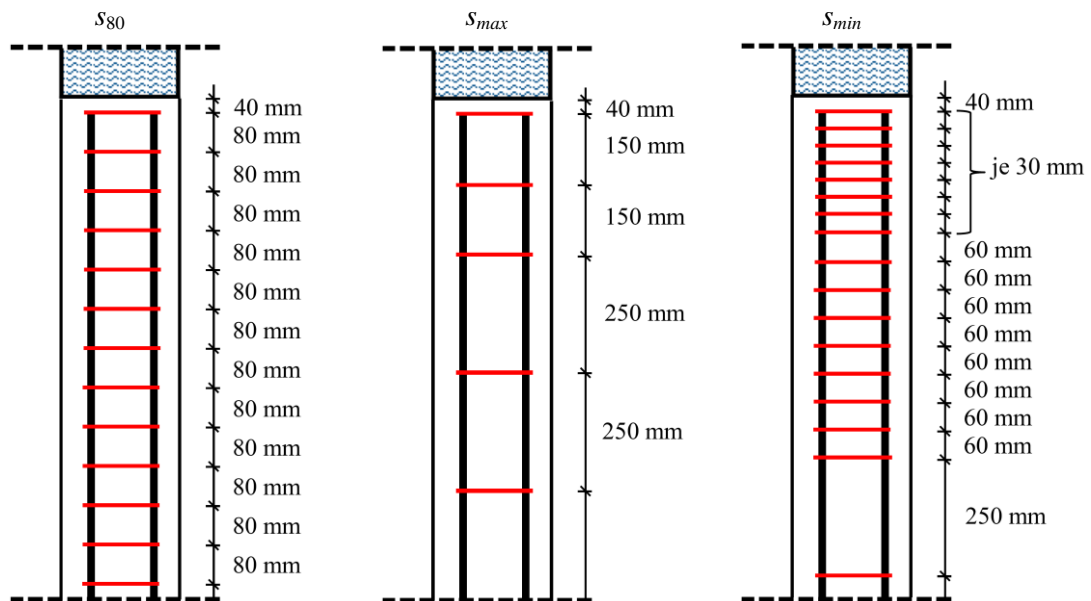


Abb. 5-38: Bügelabstände

Tabelle 5–14: Traglast für verschiedene Betonfestigkeiten und Bewehrungsgrade unter Variation des Bügelabstandes  $s$  der Querbewehrung der Stütze

	C25/30, $\rho_l = 0,02$	C25/30, $\rho_l = 0,09$	C50/60, $\rho_l = 0,01$	C50/60, $\rho_l = 0,09$
$N_{R,Theorie, Stütze, QS}$	1733		3045	
$N_{R,FEM,s = 80 \text{ mm}}$	2062	2305	2990	2996
$N_{R,FEM,max}$	2036	2298	2970	2991
$N_{R,FEM,min}$	2101	2324	3017	3009
$\eta_{FEM,QS,max} - \eta_{FEM,QS,s80}$	-0,015	-0,004	-0,007	-0,002
$\eta_{FEM,QS,min} - \eta_{FEM,QS,s80}$	0,023	0,011	0,009	0,004
$\eta_{FEM,QS,min} - \eta_{FEM,QS,max}$	0,038	0,015	0,015	0,006

Aus der Traglast der vier untersuchten Stützen geht hervor, dass eine Reduktion der Bügelbewehrung auf den normativen Mindestwert lediglich eine Reduktion der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  um weniger als 1,5 % folgt. Bei einem Vergleich der bezogenen Traglast der Stützen mit dem zuvor beschriebenen minimalen Abstand der Bügelbewehrung  $\eta_{FEM,QS,min}$  ergibt sich nach Tabelle 5–14 eine Traglaststeigerung von 0,4 % bis 2,3 % gegenüber einem konstanten Bügelabstand von 80 mm. Bei einem Vergleich der bezogenen Traglast bei dem minimalen Abstand der Bügelbewehrung  $\eta_{FEM,QS,min}$  und der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,QS,max}$  bei der Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) mit resultierendem maximalen Bügelabstand ergibt sich eine Traglaststeigerung zwischen 0,6 % und 3,8 %. Der geringe Unterschied erklärt sich dadurch, dass die traglastbeeinflussenden Querspannungen in erster Linie durch die unterschiedliche Querdehnung von Beton und Leichtbeton erzeugt werden und dieser Effekt in seiner Auswirkung lokal begrenzt ist, sodass nur wenige Bügel in dem Wirkungsbereich liegen. Da die Bügelbewehrung wegen der großen Betondeckung nur einen kleinen Bereich des Querschnittes umschließt, ist die Querdehnungsbehinderung zusätzlich eingeschränkt und der Effekt zusätzlicher Bügel auf die (bezogene) Traglast gering.

#### 5.6.14 Einfluss der Anordnung von Zusatzbügeln

Im Zuge der experimentellen Versuche konnte gezeigt werden, dass die Traglast der Stütze mithilfe von Zusatzbügeln aus Edelstahl mit einer Betondeckung von 20 mm erhöht werden kann. Die Geometrie der Zusatzbügel ist in Abschnitt 4 erläutert. Die Aufgabe der Zusatzbügel ist die Behinderung der stärkeren Querverformung des LC-Elementes gegenüber der Stahlbetonstütze und der Aufnahme von Querspannungen aus dem Spitzenruck der Längsbewehrung. Im Zuge der numerischen Modellierung wird die Traglast bei der Anordnung von null bis sechs Zusatzbügeln mit einem Durchmesser von 10 mm und einem Bügelabstand von jeweils 40 mm bei der niedrigsten (C25/30) und der höchsten (C50/60) Betonfestigkeitsklasse unter Variation von vier Bewehrungsgraden ( $\rho_l = 0,01$ ; 0,03; 0,05 und 0,09) untersucht und die Ergebnisse in Tabelle 5–15 dargestellt.

Tabelle 5–15: Zuwachs der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  in % durch Erhöhung um jeweils einen weiteren Zusatzbügel in Abhängigkeit der Gesamtanzahl der Zusatzbügel

Zusatzbügel	C25/30			C50/60			
	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$
$N_{R, Theorie, Stütze, QS}$ in kN	1733			3045			
Ohne ( $N_{R, FEM}$ ) in kN	1976	1946	2154	2875	2811	2752	2838
Ohne ( $\eta_{FEM, QS}$ )	1,141	1,123	1,243	0,944	0,923	0,904	0,932
1.	2,7%	4,2%	4,4%	1,8%	2,7%	4,1%	3,0%
2.	2,1%	2,4%	2,4%	1,1%	1,4%	1,5%	2,0%
3.	2,1%	2,0%	1,9%	0,8%	0,8%	0,9%	0,2%
4.	1,1%	1,4%	0,8%	0,4%	0,4%	0,4%	0,2%
5.	1,2%	0,8%	0,4%	0,3%	0,2%	0,2%	0,1%
6.	1,0%	0,7%	0,1%	0,2%	0,1%	0,0%	0,0%
Summe der ersten drei Bügel	6,9%	8,5%	8,7%	3,8%	4,9%	6,4%	5,2%
Summe der ersten sechs Bügel	10,2%	11,5%	9,9%	4,7%	5,5%	7,0%	5,5%

Wie bereits in den Versuchen festzustellen war, kann mithilfe von Zusatzbügeln eine Steigerung der Traglast erreicht werden. Dabei zeigt sich unter Verwendung von sechs Zusatzbügeln eine maximale Steigerung der Traglast um 5,5 % bis 11,5 % bezogen auf die Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Stütze. Die Anordnung eines Zusatzbügels liefert bereits eine Steigerung der bezogenen Traglast des unbewehrten Bereichs der Stütze um 2,7 % bis 4,1 % gegenüber einer Stütze ohne die Anordnung von Zusatzbügeln (vgl. Tabelle 5–15). Die Anordnung jedes weiteren Zusatzbügels steigert die (bezogene) Traglast weniger stark, als der vorherige. Der Nutzen weiterer Zusatzbügel sinkt schnell ab; bereits der vierte Zusatzbügel erhöht die bezogene Traglast nur noch um 0,2 % bis 1,4 %.

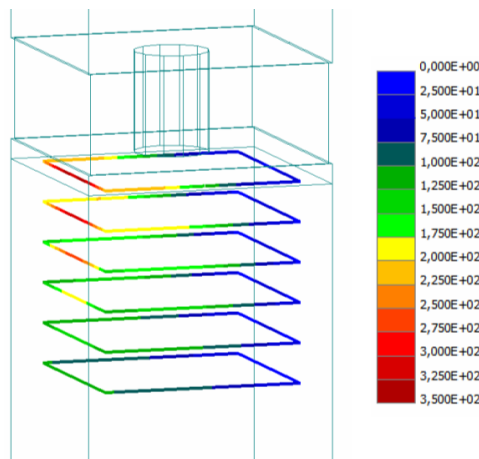


Abb. 5-39: Spannungen der Zusatzbügel bei einer Festigkeitsklasse C50/60 und einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,05$

In Abb. 5-39 ist zu erkennen, dass die Bügel mit zunehmendem Abstand von dem LC-Element weniger aktiviert werden. Bis zur dritten Bügellage, was einem Abstand von etwa 100 mm zum LC-Element entspricht, werden Spannungen über  $250 \text{ N/mm}^2$  erreicht und die Bewehrung zu mindestens 50 % ausgenutzt. Dies erklärt sich dadurch, dass die Zusatzbügel die stärkere Querdehnung des LC-Elementes gegenüber dem Stützenbeton verringern und die Querkzugspannungen aus dem Spitzendruck aufnehmen sollen. Je weiter entfernt die Zusatzbügel von dem LC-Element angeordnet werden, desto geringer ist deren Einfluss auf die Querdehnung des LC-Elementes. Die der Modellierung zugrunde gelegte Anordnung von drei Lagen Zusatzbügel stellt das Optimum dar, um eine möglichst hohe Traglaststeigerung zu erreichen und dabei die Bewehrung effektiv auszunutzen. Für höhere Anforderungen der sich aus Abschnitt 2.5.3 ergebenden erforderlichen Querbewehrung zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Querdehnung des LC-Elementes und der Stütze sowie des Spitzendruckes der Bewehrung ist der Durchmesser, der Abstand oder die Schnittigkeit der Zusatzbügel zu erhöhen.

Zusätzlich wurde im Zuge der numerischen Untersuchungen ermittelt, wie sich eine Verdopplung der Querschnittsfläche der Zusatzbügel durch Erhöhen des Durchmessers von 10 mm auf 14 mm auswirkt. Die sich ergebenden Traglasten werden in Tabelle 5–16 mit  $N_{R,FEM,\emptyset 10}$  bei einem Durchmesser der Zusatzbügel von 10 mm und  $N_{R,FEM,\emptyset 14}$  bei einem Durchmesser von 14 mm bezeichnet. Die Anzahl der Zusatzbügel wird in einem Klammerausdruck ergänzt. Aus Tabelle 5–16 geht hervor, dass eine Verdoppelung des Querschnittes der Zusatzbügelbewehrung bei drei Bügeln zu einer Erhöhung der Traglast um 1,0 - 1,2 % gegenüber der Traglast  $N_{R,FEM,\emptyset 10}$  führt. Bei sechs Bügeln erhöht sich die Traglast  $N_{R,FEM,\emptyset 14}$  gegenüber  $N_{R,FEM,\emptyset 10}$  um 1,2 – 2,4 %.

Tabelle 5–16: Numerische Traglast  $N_{R,FEM}$  in Abhängigkeit der Bügelanzahl für unterschiedliche Bügeldurchmesser

Bezeichnung	C25/30			C50/60			C50/60		
	$\rho_l = 0,03$			$\rho_l = 0,01$			$\rho_l = 0,09$		
$N_{R,FEM}$ (Anzahl Zusatzbügel) in kN	$\emptyset_{\text{Bügel}}$		$N_{R,FEM,\emptyset 14} / N_{R,FEM,\emptyset 10}$	$\emptyset_{\text{Bügel}}$		$N_{R,FEM,\emptyset 14} / N_{R,FEM,\emptyset 10}$	$\emptyset_{\text{Bügel}}$		$N_{R,FEM,\emptyset 14} / N_{R,FEM,\emptyset 10}$
	10 mm	14 mm		10 mm	14 mm		10 mm	14 mm	
$N_{R,FEM}(0)$	1976	1976	1,000	2811	2811	1,000	2838	2838	1,000
$N_{R,FEM}(1)$	2023	2036	1,006	2892	2908	1,006	2928	2949	1,007
$N_{R,FEM}(2)$	2059	2081	1,011	2935	2960	1,009	2989	3017	1,009
$N_{R,FEM}(3)$	2095	2121	1,012	2959	2992	1,011	2996	3026	1,010
$N_{R,FEM}(4)$	2114	2152	1,018	2971	3006	1,012	3001	3036	1,012
$N_{R,FEM}(5)$	2135	2182	1,022	2977	3011	1,011	3005	3039	1,011
$N_{R,FEM}(6)$	2152	2203	1,024	2979	3015	1,012	3004	3040	1,012

### 5.6.15 Einfluss der Schichtdicke des Vergussmörtels

Zur Anwendung des Stützen-Decken-Anschlusses ist für den Vergussmörtel eine Mindestdruckfestigkeitsklasse in Form eines äquivalenten Betons der Festigkeitsklasse C55/67 festgelegt. Da eine höhere Festigkeit des Vergussmörtels nicht zu einer Reduktion der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses führt und die zuvor genannte Mindestfestigkeit einzuhalten ist, kann auf eine weitergehende Untersuchung der Auswirkung von Druckfestigkeitsänderungen des Vergussmörtels verzichtet werden. Da die Festigkeit des Vergussmörtels größer ist als diejenige des Betons, wird hierin untersucht, welche Auswirkung es hat, wenn der Vergussmörtel in minimaler (5 mm) statt Soll-Dicke (20 mm) eingebaut wird. Dies kann in der Praxis auf der Baustelle bei zu hoher Betonage der Stütze auftreten. Auf der sicheren Seite liegend wird die Vergussmörtelschicht in der Modellierung vollständig durch den schlechteren Stützenbeton ersetzt. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung bei einer niedrig- (C20/25,  $\rho_l = 0,02$ ), mittel- (C30/37,  $\rho_l = 0,03$ ) und hochfesten (C50/60,  $\rho_l = 0,05$ ) Stütze enthält Tabelle 5–17. Dabei zeigt sich, dass maximal eine Abminderung der Traglast von 51 kN bzw. der bezogenen Traglast um 0,033 vorzunehmen ist, um die Auswirkungen einer zu dünnen Schicht des Vergussmörtels auf die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses zu berücksichtigen (vgl. Tabelle 5–17).

Tabelle 5–17: Vergleich der Traglasten mit und ohne Vergussmörtel

		C25/30		C30/37		C50/60	
		$\rho_l = 0,02$		$\rho_l = 0,03$		$\rho_l = 0,05$	
Mit Vergussmörtel	$N_{R,FEM}$	2062 kN		2334 kN		2947 kN	
	$\eta_{FEM,QS}$	1,190		1,170		0,968	
	$\eta_{FEM,LC-Element}$	0,840	Differenz	0,951	Differenz	1,200	Differenz
Vergussmörtel ersetzt durch Stützenbeton	$N_{R,FEM}$	2022 kN	-40 kN	2283 kN	-51 kN	2908 kN	-39 kN
	$\eta_{FEM,QS}$	1,167	-0,033	1,144	-0,026	0,955	-0,013
	$\eta_{FEM,LC-Element}$	0,823	-0,017	0,930	-0,021	1,184	-0,016

### 5.6.16 Einfluss der Verfüllung der Rüttelöffnung im LC-Element

Die Rüttelöffnung im LC-Element ist nach Abschnitt 4.8 mit Vergussmörtel auszugießen. Sollte dies auf der Baustelle unterlassen werden, würde sich eine Traglastreduktion einstellen. Für die Untersuchung wird zwischen einer unverfüllten, einer mit Vergussmörtel verfüllten und einer mit UHPC verfüllten Rüttelöffnung unterschieden. Dabei wird für den Vergussmörtel von einer Festigkeitsklasse C55/67 und bei dem UHPC von einer mittleren Druckfestigkeit von  $168 \text{ N/mm}^2$  ausgegangen. Die Untersuchung erfolgte bei der niedrigsten und höchsten Betonfestigkeitsklasse (C25/30 und C50/60) und jeweils bei einem niedrigen und hohen Bewehrungsgrad. Für den hohen Bewehrungsgrad wird bei beiden Druckfestigkeitsklassen  $\rho_l = 0,05$  verwendet. Für den niedrigen Bewehrungsgrad

ist in beiden Fällen  $\rho_l = 0,01$  geplant. Da bei der niedrigen Betonfestigkeitsklasse und dem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  stets Querschnittsversagen der Stahlbetonstütze auftritt wird dieser auf  $\rho_l = 0,02$  erhöht. In Tabelle 5–18 sind die Traglasten  $N_{R,FEM}$  und die bezogene Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  dargestellt.

Tabelle 5–18: Lasterhöhung durch Verfüllen der Rüttelöffnung

Bezeichnung		C25/30		C25/30		C50/60		C50/60	
		$\rho_l = 0,02$		$\rho_l = 0,05$		$\rho_l = 0,01$		$\rho_l = 0,05$	
Unverfüllt	$N_{R,FEM}$	2047	Delta	2069	Delta	2880	Delta	2809	Delta
	$\eta_{FEM,QS}$	1,013		0,745		0,950		0,708	
Mit Vergussmörtel	$N_{R,FEM}$	2062	15 kN	2094	25 kN	2990	110 kN	2947	138 kN
	$\eta_{FEM,QS}$	1,020	0,007	0,754	0,009	0,987	0,037	0,743	0,035
Mit UHPC	$N_{R,FEM}$	2061	14 kN	2093	24 kN	3000	120 kN	2961	152 kN
	$\eta_{FEM,QS}$	1,020	0,007	0,753	0,008	0,990	0,040	0,746	0,038

Bei voller Ausnutzung des Vergussmörtels der Festigkeitsklasse C55/67 mit einem Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit von  $63 \text{ N/mm}^2$  und einem Durchmesser von 75 mm ergibt sich eine rechnerische Kraft von 278,3 kN. Anhand der wesentlich geringeren Zunahmen der Traglast nach Tabelle 5–18 ist deutlich zu erkennen, dass die maximale Traglast des Vergussmörtels nicht additiv zur Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses mit unverfüllter Rüttelöffnung ist. Dies lässt sich durch die Exzentrizität der Belastung und der Stelle des Versagens erläutern. Bei einer niedrigen Betonfestigkeitsklasse und niedrigem Bewehrungsgehalt tritt das Versagen im Bereich direkt unterhalb des LC-Elementes ein, weshalb nur eine Steigerung der Traglast  $N_{R,FEM}$  von 25 kN bzw. der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,QS}$  von 0,7 % erfolgt. Bei einem höheren Bewehrungsgrad ist die Steifigkeit der Stütze in dem von Bügeln umschlossen Bereich etwas größer, wodurch sich der Kraftfluss geringfügig zur Stützenmitte hin ändert und daher die Traglast mit verfüllter Rüttelöffnung um 25 kN bzw. 0,9 % über derjenigen ohne Verfüllung liegt. Bei der hohen Druckfestigkeit kann der Vergussmörtel je nach Bewehrungsgrad 110 kN bis 138 kN bzw. 3,5 % bis 3,7 % zur Traglast beitragen. Dies liegt daran, dass der unbewehrte Bereich unterhalb des LC-Elementes aufgrund der hohen Betondruckfestigkeit ausreichend tragfähig ist, sodass die Tragfähigkeit des LC-Elementes zum Tragen kommt. Diese kann durch die verfüllte Rüttelöffnung erhöht werden.

Anstelle durch einen Vergussmörtel kann die Rüttelöffnung mit einem UHPC verfüllt werden. Durch den UHPC kann bei einer angesetzten maximalen Druckspannung von  $168 \text{ N/mm}^2$  bei einem Durchmesser von 75 mm rechnerisch eine Kraft von 742 kN übertragen werden. Bei der niedrigen Betonfestigkeitsklasse gibt es nach Tabelle 5–18 keine Traglaststeigerung bei Verfüllung der Rüttelöffnung mit einem UHPC anstelle eines Vergussmörtels. Bei der hohen Betonfestigkeitsklasse können von den 742 kN nur 120 kN bis 152 kN aktiviert werden (vgl. Tabelle 5–18). Somit ist offensichtlich, dass eine Ver-



füllung der Rüttelöffnung mittels eines UHPC gegenüber einem Vergussmörtel, bei dem bis zu 138 kN aktiviert werden, keine nennenswerten Vorteile für die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses bringt. Zugleich ist das Verfüllen der Rüttelöffnung mit dem Vergussmörtel, der für die Fuge unterhalb des LC-Elementes benötigt wird, wesentlich einfacher in der Ausführung.

Zusammenfassend ist der Einfluss der Zentrierung des Kraftflusses durch die verfüllte Rüttelöffnung zur Stützenmitte hin und somit auf den unbewehrten Bereich sehr gering, was sich in den Traglaststeigerungen bei den niedrigen Betonfestigkeiten zeigt. Bei den hohen Betondruckfestigkeiten ist die Tragfähigkeit des LC-Elementes selbst wichtiger, wodurch die Traglaststeigerungen durch das Verfüllen der Rüttelöffnung wesentlich größer sind. Daraus folgt, dass bei hohen Betondruckfestigkeiten der Stahlbetonstütze die planmäßige vollständige Verfüllung der Rüttelöffnung wesentlich strenger zu kontrollieren ist.

### 5.7 Zusammenfassung

In diesem Kapitel erfolgt die Beschreibung der numerischen Modellierung zum Tragverhalten des Anschlusselementes. Aufbauend auf der Funktionsweise des Materialmodells des Betons im Hinblick auf das Zug- und Druckverhalten werden die notwendigen Änderungen gegenüber den von Atena3D voreingestellten Materialeigenschaften für den Normal- und Leichtbeton sowie den UHPC beschrieben. In Abschnitt 5.4 erfolgt eine ausführliche Beschreibung des numerischen Modells. Zur Abbildung, der in den Versuchen gemessenen zweiaxialen Belastung, wird in der Modellierung eine punktförmige Lasteinleitung anstelle des in den Versuchen verwendeten Linien-Kipplagers verwendet. Zur Erreichung einer hohen Genauigkeit der numerischen Modellierung bei der Bestimmung der Traglast im Versagensbereich wurde die Schrittweite der weggesteuerten Belastung aufgrund des Iterationsverfahrens mit jedem der 50 aufgebrachten Lastschritte anhand einer definierten Beziehung zur Gesamtverformung verringert.

Abschnitt 5.5 enthält die Validierung des numerischen Modells anhand der Versuche. Hierzu wurden die in den experimentellen Versuchen aufgezeichneten Materialparameter, Dehnungen und aus den Verformungen ermittelten Exzentrizitäten verwendet. Die Traglasten der Modellierung und der Versuche zeigen eine gute Übereinstimmung, was sich in dem erreichten Verhältnis der Traglast von Versuch zu Modellierung  $\theta$  nach Gl. 5–25 zeigt, das über alle Versuche hinweg im Mittel bei 0,971 liegt und dessen Variationskoeffizient 0,05 beträgt. Hierbei ist die sich ergebende Abminderung durch die Mehrfachbelastung und die Abminderung aufgrund der maximalen Tragfähigkeit des LC-Elementes berücksichtigt. Bei einem Vergleich der Verformungen, der Dehnungen und der Versagensbilder zeigen sich ebenfalls gute Übereinstimmungen zwischen der Modellierung und

den Versuchen. Daher ist das erstellte numerische Modell geeignet, um damit das Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses abzubilden.

Aufbauend auf diesem numerischen Modell wurde das Modell für die Parameterstudie entwickelt. Hierzu wurde anstelle eines Stützenkopfes aus UHPC eine Deckenplatte ( $\geq C25/30$ ;  $\rho_{l,oben} \geq 1,2 \%$  und  $\rho_{l,unten} \geq 0,8 \%$ ) oberhalb des LC-Elementes in das Modell integriert und gezeigt, dass dies im Hinblick auf die Traglast und Verformung gleichwertig ist. Anschließend wurden in Abschnitt 5.6.2 die Standardwerte für die Parameterstudie definiert. Anhand der Stütze mit der maximalen Tragfähigkeit (C50/60,  $\rho_l = 0,09$ ) wurde gezeigt, dass die aus dem LC-Element resultierende absolute Zusatzverformung des Stützenanschlusses gegenüber einer Stütze aus Stahlbeton unter Kurz- wie auch unter Langzeitbelastung als vernachlässigbar einzustufen ist. Im Hinblick auf den Einfluss der Materialparameter des Stützenbetons wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Als Ergebnis dieser Analyse folgt, dass Änderungen des Elastizitätsmoduls, der Bruchenergie sowie der Zugfestigkeit einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Traglast besitzen, wohingegen die Druckfestigkeit die Traglast deutlich beeinflusst.

Die Auswertung der Auswirkungen der Parameter erfolgt anhand der in Abschnitt 5.6.5 definierten bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$ , die aus dem Verhältnis der Traglast der Modellierung  $N_{R, FEM}$  und der Traglast des unbewehrten Bereich der Stütze  $N_{R, Theorie, Stütze, QS}$  ermittelt wird. Vereinzelt wird auch die bezogene Traglast  $\eta_{FEM, LC-Element}$  verwendet, die aus dem Verhältnis der Traglast  $N_{R, FEM}$  und der Traglast des LC-Elementes  $N_{R, LC-Element}$  bestimmt wird. Mit zunehmender Druckfestigkeit der Stütze reduziert sich die bezogene Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses  $\eta_{FEM, QS}$ , wobei der Einfluss des Bewehrungsgrades vernachlässigbar ist. Aus der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, LC-Element}$  folgt, dass die Tragfähigkeit des LC-Elementes mit starr-plastischem Materialverhalten durch die Querdehnungsbehinderung durch die Stahlbetonstütze und die Deckenplatte auf bis zu 1,2 ansteigen kann. Durch eine Erhöhung der Stabanzahl von 4 Längsstäben bei gleichem Längsbewehrungsgrad auf 8 oder 12 Stäbe mit kleinerem Durchmesser, folgt eine Steigerung der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades und der Betondruckfestigkeit. Es konnte gezeigt werden, dass  $\eta_{FEM, QS}$  unabhängig von der aufgetragenen ein- oder zweiachsischen Exzentrizität der Normalkraft ist, solange diese innerhalb der definierten Grenzen bleibt und daher die Bewehrung keine Zugspannungen erhält. Erwartungsgemäß zeigt sich eine Abnahme der Traglast  $N_{R, FEM}$  bei einer Zunahme der Exzentrizität der Normalkraft. Eine Reduktion der Breite des LC-Elementes führt zu einer Verringerung von  $N_{R, FEM}$  und  $\eta_{FEM, QS}$  während die auf das LC-Element bezogene Traglast ansteigt, da eine größere Querdehnungsbehinderung erreicht wird. Da jedoch die Traglast  $N_{R, FEM}$  maßgebend für die Anwendbarkeit in der Praxis ist, ist eine Verringerung der Breite des LC-Elementes nicht angebracht. Eine Erhöhung des Verhältnisses der Dicke des LC-Elementes zur Breite der Stahlbetonstütze führt zu einer geringeren bezogenen Traglast

$\eta_{FEM, QS}$ . Diese Steigerung kann bei einer Erhöhung der Breite der Stahlbetonstütze jedoch nicht mehr erreicht werden. Eine Erhöhung der Breite der Stahlbetonstütze von 25 cm auf 50 cm wirkt sich bei der niedrigen Betondruckfestigkeit unter Einhaltung eines gleichen Stababstandes der Längsbewehrung nicht auf die bezogene Traglast aus. Bei einer hohen Betondruckfestigkeit und gleichem Stababstand der Längsbewehrung ergibt sich eine Reduktion der bezogenen Traglast auf 92 % gegenüber der bezogenen Traglast bei einer Stütze mit einer Breite von 25 cm. Je größer der lichte Abstand der Bewehrung zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem LC-Element ist, desto niedriger ist die absolute bzw. bezogene Traglast, daher liegt der für die Modellierung gewählte maximale Abstand  $a = 40$  mm (Soll-Abstand 20 mm + Toleranz 20 mm) auf der sicheren Seite. Die Anordnung von Zusatzbügeln zur Verstärkung des kritischen Bereichs unterhalb des LC-Elementes führt zu einer deutlichen Steigerung der Traglast. Dabei zeigt die Modellierung, dass drei Zusatzbügel mit einem Durchmesser von 10 mm im Abstand von je 40 mm ein Optimum zwischen der Traglaststeigerung und deren effektiver Ausnutzung darstellt und eine Steigerung der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  von 3,8 % bis 8,5 % in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit erreicht wird. Dabei ist der oberste Zusatzbügel direkt ( $< 20$  mm) unterhalb des LC-Elementes zu platzieren. Eine Verdopplung der Querschnittsfläche der drei Bügel führt zu einer zusätzlichen Erhöhung der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  von weniger als 1,2 %. Die Auswirkungen des Abstandes der Bügelbewehrung und eines zu dünn eingebrachten Vergussmörtels sind gering und liegen im Bereich von weniger als 3,5 % der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM, QS}$ . Bei einer fehlenden Verfüllung der Rüttelöffnung mit Vergussmörtel folgt insbesondere bei hochfesten Stützen eine Traglastminderung von bis zu 3,7 %. Ergänzend konnte gezeigt werden, dass durch das Verfüllen der Rüttelöffnung mit einem UHPC nur eine vernachlässigbare Steigerung der Traglast gegenüber der mit Vergussmörtel verfüllten Rüttelöffnung erreicht werden kann.



## **6 ENTWICKLUNG EINES EMPIRISCHEN ANSATZES ZUR BESTIMMUNG DER TRAGLAST UND ABLEITUNG EINES BEMESSUNGSVORSCHLAGES**

### **6.1 Einführung**

Das Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses wurde experimentell (vgl. Kapitel 4) sowie numerisch (Kapitel 5) untersucht und vorgestellt. Aufbauend auf den daraus gewonnen Erkenntnissen in Verbindung mit den Ergebnissen aus der Literatur nach Kapitel 2.4.4 erfolgt die Entwicklung eines Bemessungsvorschlages für den Stützen-Decken-Anschluss zur Anwendung in der Baupraxis. Die weiteren Randbedingungen werden im nachfolgenden Abschnitt vorgestellt. Ausgehend von einer Analyse der Parameterstudie nach Abschnitt 5.6 werden diejenigen Faktoren mit großem Einfluss auf die Traglast ermittelt, die für den Bemessungsvorschlag zu berücksichtigen sind. In Abschnitt 6.4 erfolgt die Validierung dieses Ansatzes anhand der experimentellen Versuche. Die Einbettung in ein Sicherheitsformat erfolgt in Abschnitt 6.5. Dabei sind insbesondere die Umrechnung der Mittelwerte der Druckfestigkeit auf charakteristische Werte, das Dauerstandsverhalten sowie der Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite zu beachten. Abschnitt 6 enthält einen Vergleich zwischen dem Bemessungswert der Traglast und den Laststufen der experimentellen Versuche der Versuchsreihe 5. Der Bemessungsvorschlag, der in Abschnitt 6.7 vorgestellt ist, enthält Vorgaben zur Bestimmung der erforderlichen Zusatzbügel und Querbewehrung. Wichtigster Teil des Bemessungsvorschlages sind die Vorgaben zur Bestimmung der Traglast in Längsrichtung. Abschließend wird dieses Kapitel in Abschnitt 6.8 zusammengefasst.

### **6.2 Abgrenzungskriterien**

Zur Anwendung des hierin vorgestellten Bemessungskonzeptes sind einige Randbedingungen zu beachten. Die entwickelten Bestimmungsgleichungen gelten für Stützen-Decken-Anschlüsse mit quadratischen Stützen aus Beton der Festigkeitsklassen C25/30 bis C50/60 mit Außenabmessungen zwischen 250 mm und 500 mm bei einer bezogenen Exzentrizität der Belastung  $e/h \leq 0,16$ . Das verwendete Anschlusselement aus Leichtbeton mit einer Festigkeitsklasse  $\geq$  LC40/44 und einem E-Modul von mehr als  $14.000 \text{ N/mm}^2$  ist gegenüber den Außenabmessungen der Stahlbetonstütze um 6 mm zu verringern, um den Einbau zu gewährleisten. Die Dicke des LC-Elementes ist zu 100 mm festgelegt, wobei auf halber Höhe ein Edelstahlbügel mit einem Durchmesser von 10 mm angeordnet wird. Die zulässige Wärmeleitfähigkeit für das Anschlusselement beträgt  $\lambda = 0,53 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ . In dem LC-Element ist eine Rüttelöffnung mit einem Durchmesser von 75 mm vorzusehen, die ebenso wie der unbewehrte Bereich unterhalb des LC-

Elementes mit einem Vergussmörtel, der mindestens einem Beton der Festigkeitsklasse C55/67 entspricht und dessen Elastizitätsmodul zwischen 35.000 und 45.000 N/mm<sup>2</sup> liegt, verfüllt wird. Für die Stahlbetonstütze ist eine Betondeckung der Bewehrung  $c_{nom}$  von mindestens 35 mm einzuhalten. Die Längsbewehrung muss planmäßig 20 mm unterhalb des Anschlusselementes enden, wobei an deren oberen Ende ein Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm sowie weitere fünf Bügel mit gleichem Durchmesser alle 80 mm anzuordnen sind. Die weitere Verbügelung erfolgt nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013). Ein kleinerer Bügelabstand kann verwendet werden. Zur Stärkung des Bereichs unterhalb des LC-Elementes werden mind. 3 Zusatzbügel mit einem Durchmesser von 10 mm und einem Abstand von je 40 mm angeordnet, wobei der oberste Zusatzbügel weniger als 20 mm unterhalb des LC-Elementes liegen soll. Die Stützen dürfen nicht zur Aussteifung des Bauwerks vorgesehen werden und erhalten keine planmäßigen Horizontallasten. Der Lastfall Anprall eines PKW wurde bei der Auslegung des Stützenanschlusses berücksichtigt. Die entstehenden geringen Horizontallasten können nach den Vorgaben aus Abschnitt 2.7 über Reibung in den Fugen abgetragen werden. Für den Stabilitätsnachweis ist die Stütze auf der sicheren Seite liegend als ideale Pendelstütze zu betrachten, da der geringere E-Modul des Leichtbetons bei einer vorhandenen Verdrehung zu einem geringeren Einspannmoment als bei einer durchgängig bewehrten Stahlbetonstütze führt. Alternativ kann der in der Realität auftretende Einspanngrad ermittelt und in der Berechnung angesetzt werden. Der Stützen-Decken-Anschluss ist stets unterhalb einer Decke anzuordnen, da nur dort das Stützmoment in der Decke einen Querdruck und keinen Querkzug erzeugt. Durch einen vorhandenen Querkzug würde die Querdehnung der Stütze weniger stark behindert und es könnten Risse im Beton entstehen. Da die gewonnen Erkenntnisse auf der unsicheren Seite liegen würden, können diese nicht einfach übertragen werden. Die Decke sowie die Stütze oberhalb des Stützen-Decken-Anschlusses werden in diesem Bemessungsansatz nicht behandelt, da bereits vorhandene Lösungen für diese Fragestellung in Abschnitt 2.5.5 vorgestellt wurden, deren Regelungen einzuhalten sind. Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden sind nur geringfügig größer als bei Stahlbetonstützen und können daher vernachlässigt werden. Die Vorgaben für Geometrie und Material werden in Tabelle 6–1 dargestellt.

## 6 Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages

Tabelle 6-1: Vorgaben für den Stützenanschluss

Bezeichnung	Vorgaben
Abstand des Endes der Längsbewehrung zur Unterkante des LC-Elementes	20 mm
Außenabmessungen LC-Element	244 mm – 494 mm
Außenabmessungen (quadr.) Stütze	250 mm – 500 mm
Betondeckung $c_{nom}$	$\geq 35$ mm
Dicke LC-Element	$\leq 100$ mm
E-Modul LC-Element	$\geq 14.000$ N/mm <sup>2</sup>
E-Modul Vergussmörtel	35.000 – 45.000 N/mm <sup>2</sup>
Exzentrizität der Belastung $e/h$	0 – 0,16
Festigkeitsklasse LC-Element	$\geq$ LC40/44
Festigkeitsklasse Stütze	C25/30 – C50/60
Festigkeitsklasse Vergussmörtel	$\geq$ C55/67
Mindestquerbewehrung	1 Bügel Ø 8, am oberen Ende der Längsbewehrungsstäbe Darunter 5 weitere Bügel Ø 8-80 Darunter nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013)
Rüttelöffnung	$\leq 75$ mm
Wärmeleitfähigkeit Anschlusselement	$\lambda \leq 0,53$ W/(m·K)
Zulässige Horizontallast	Keine (außer Anprall)
Zusatzbügel	3 Zusatzbügel Ø 10 im Abstand von je 40 mm, beginnend 20 mm unterhalb des LC-Elementes

Für Innenstützen innerhalb der Grenzen des „üblichen Hochbaus“ nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) zeigen Graubner et al. (2016), dass die normative Mindestexzentrizität von  $e = h/30 > 20$  mm und somit  $e/h \leq 0,16$  stets eingehalten ist, solange folgende Randbedingungen eingehalten werden. Auf eine Bestimmung der Ausmitte kann in diesen Fällen verzichtet und die Mindestausmitte direkt verwendet werden.

- Gleichmäßig verteilte Nutzlasten  $\leq 5,0$  kN/m<sup>2</sup>
- Höhe der Stütze  $\geq 2,75$  m
- Stützweitenverhältnis des Randfeldes zum 1. Innenfeld  $0,5 \leq L_1/L_2 \leq 2$
- Deckenspannweite  $\leq 7,5$  m
- Dicke der Decke  $\geq 25$  cm (250 mm - Stütze) bzw.  $\geq 30$  cm (500 mm - Stütze), wobei für je 0,5 m geringere Deckenspannweite die Deckendicke um 1 cm verringert werden darf

### 6.3 Empirischer Ansatz zur Bestimmung der Traglast in Stützenlängsrichtung

Anhand der in Abschnitt 5.6 vorgestellten Parameterstudie lassen sich die einzelnen Parameter nach ihrem Einfluss auf die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses in „hoch“ oder „gering“ klassifizieren. Dabei wird nicht die absolute Traglast, sondern die auf den unbewehrten Bereich bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  für den empirischen Ansatz verwendet. Zu den Faktoren mit geringem ( $\leq 5\%$ ) Einfluss auf die bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  zählen:

- Abstand der Bügelbewehrung
- Exzentrizität der Belastung
- Lichter Abstand zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem Anschluss-element
- Schichtdicke des Vergussmörtels
- Verfüllung der Rüttelöffnung im LC-Element

Durch die Festlegung einer Mindestbügelbewehrung kann deren Einfluss auf die bezogene Traglast vernachlässigt werden. Die bezogene Exzentrizität  $e/h$  und der lichte Abstand  $a$  werden auf der sicheren Seite liegend für den empirischen Ansatz in deren Grenzen so gewählt, dass die bezogene Traglast am niedrigsten ausfällt. Der Einfluss der Schichtdicke des Vergussmörtels ist vernachlässigbar gering, solange mind. 5 mm zur Sicherstellung einer vollflächigen Kontaktzone verbleiben. Auf der Ausführungsseite zu kontrollieren ist die Verfüllung der Rüttelöffnung mit dem Vergussmörtel. Für den empirischen Ansatz wird die verfüllte Rüttelöffnung angesetzt, weshalb Fehlstellen nicht berücksichtigt werden.

Die Faktoren mit hohem ( $\geq 5\%$ ) Einfluss auf die bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS}$  sind:

- Abmessungen des Anschlusselementes
- Anordnung von Zusatzbügeln
- Anzahl der Bewehrungsstäbe
- Breite der Stahlbetonstütze
- Dicke des Anschlusselementes
- Druckfestigkeit und Bewehrungsgrad

Dabei wird der Einfluss der Abmessungen des Anschlusselementes nicht in dem empirischen Ansatz berücksichtigt, da eine Verringerung der Abmessungen zu einer reduzierten Traglast führt, was entgegen der Zielsetzung, die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze zu erreichen, liegt und somit maximal zu wählen ist. Die Dicke des Anschlusselementes ist zur Reduktion der Wärmeverluste ebenfalls maximal zu 100 mm festgelegt. Aus statischer Sicht sind kleinere Dicken als 100 mm zulässig, da sich die Traglast bei einer reduzierten Dicke erhöht. Für die Anordnung von Zusatzbügeln zeigte sich ein



Optimum bei drei Zusatzbügeln, weswegen diese Anzahl als Mindestwert für den Stützen-Decken-Anschluss und den empirischen Ansatz festgelegt wird. Die Steigerung der bezogenen Traglast bei einer höheren Bügelanzahl ist gering, weswegen auf eine Erhöhung verzichtet wird. Zwischen der Betondruckfestigkeit und dem Bewehrungsgrad besteht eine Interaktion auf die bezogene Traglast.

Als Einflussgrößen auf die Längstragfähigkeit des Stützen-Decken-Anschlusses sind die Druckfestigkeitsklasse, der Bewehrungsgrad, die Breite der Stahlbetonstütze sowie die Anzahl und der Abstand der Bewehrungsstäbe zu berücksichtigen.

Aus dem Vergleich zwischen den numerischen und den experimentellen Traglasten zeigt sich eine systematische Überschätzung der experimentellen Ergebnisse in der numerischen Modellierung der Traglasten. Im Mittel liegt das Verhältnis der Traglasten der experimentellen Versuche zu den numerischen bei 0,971. Um diese systematische Überschätzung aus dem empirischen Ansatz herauszurechnen wird ein Modellfaktor  $\alpha_{FEM} = 0,971$  definiert, mit dem die numerische Traglast  $N_{R,FEM}$  nach Gl. 6–1 auf  $N_{R,FEM}^*$  reduziert wird.

$$N_{R,FEM}^* = \alpha_{FEM} \cdot N_{R,FEM} \quad \text{Gl. 6–1}$$

Das spätere Bemessungsmodell soll einfach in der Anwendung sein. Aus diesem Grund wird die bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS-Bem}$  mithilfe der Bemessungswerte der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Stütze mit starr-plastischem Materialverhalten  $N_{Rd, Theorie, Stütze, QS}$  ermittelt. Zu beachten ist hierbei, dass dem Bemessungswert  $N_{Rd, Theorie, Stütze, QS}$  weiterhin der Mittelwert der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses aus der numerischen Analyse  $N_{R,FEM}^*$  entsprechend Gl. 6–2 gegenübergestellt wird. Die entsprechenden Zahlenwerte für die Betondruckfestigkeiten von C25/30 bis C50/60 und die Bewehrungsgrade von  $\rho_l = 0,01 - 0,09$  sind in Tabelle 6–2 zu finden. Eine grafische Darstellung der bezogenen Traglasten  $\eta_{FEM, QS-Bem}$  über die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  enthält Abb. 6-1. Zur Bestimmung der Traglast  $N_{R,FEM}^*$  werden stets vier Bewehrungsstäbe mit entsprechendem Durchmesser zur Abbildung des Bewehrungsgrades in der Modellierung angesetzt.

$$\eta_{FEM, QS-Bem} = \frac{N_{R,FEM}^*}{N_{Rd, Theorie, Stütze, QS}} = \frac{N_{R,FEM}^*}{f_{cd} \cdot b_x \cdot b_y \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_x}{b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_y}{b_y}\right)} \quad \text{Gl. 6–2}$$

## 6 Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages

Tabelle 6–2: Traglast der numerischen Modellierung  $N_{R,FEM}^*$  und des unbewehrten Bereichs der Stütze  $N_{Rd, Theorie, Stütze, QS}$

Traglast in kN	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$N_{Rd, Theorie, Stütze, QS}$	744	893	1041	1190	1339	1488
$N_{R,FEM}^* (\rho_l = 0,01)$	1853	2093	2323	2525	2737	2903
$N_{R,FEM}^* (\rho_l = 0,02)$	2002	2228	2435	2621	2757	2879
$N_{R,FEM}^* (\rho_l = 0,03)$	2034	2266	2439	2615	2755	2873
$N_{R,FEM}^* (\rho_l = 0,04)$	2052	2276	2442	2613	2752	2867
$N_{R,FEM}^* (\rho_l = 0,05)$	2033	2260	2438	2608	2745	2862
$N_{R,FEM}^* (\rho_l = 0,06)$	2027	2254	2433	2603	2738	2856
$N_{R,FEM}^* (\rho_l = 0,09)$	1960	2189	2384	2559	2683	2791

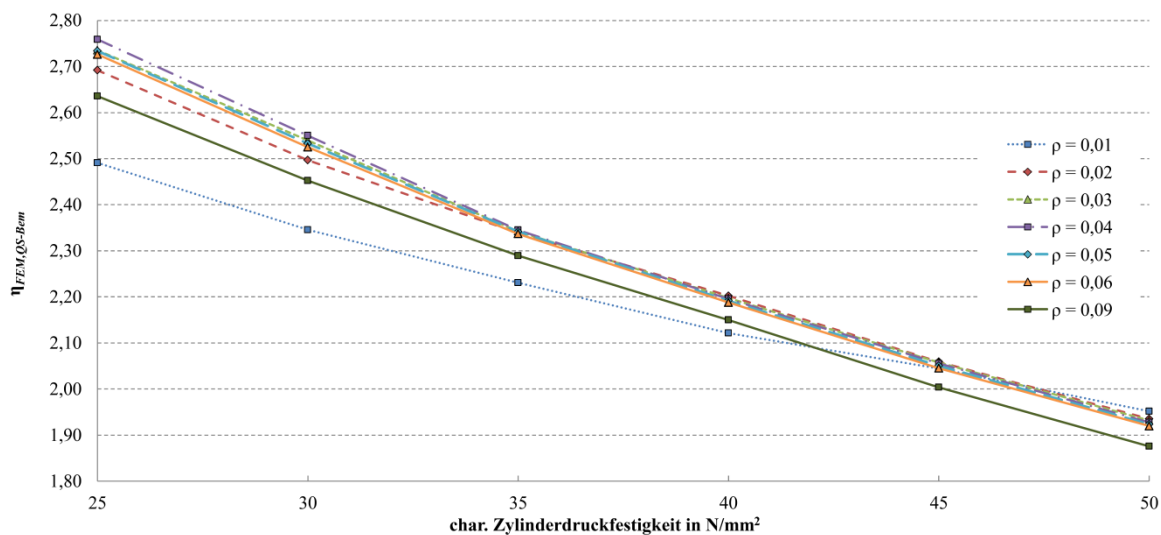


Abb. 6-1: Auf den Bemessungswert der Traglast des unbewehrten Bereichs der Stütze bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS-Bem}$  für verschiedene Bewehrungsgrade aufgetragen über die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit

Das Erreichen der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze bei einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  und den Lasteinleitungsproblemen in der Modellierung bei großen Stabdurchmessern bei  $\rho_l = 0,09$  zeigen sich auch in Abb. 6-1 für die auf die Bemessungslast der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs bezogene Traglast durch einen deutlichen Abstand zu den Kurven der anderen Bewehrungsgrade. Während die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses unabhängig von der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze bei einem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$  ist, kann für den Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,09$  mit den großen Stabdurchmessern ein Einfluss auf die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses ohne experimentelle Ergebnisse nicht vollständig ausgeschlossen werden. Die bezogene Traglast für die Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,02 - 0,06$  nimmt mit zunehmender Zylinderdruckfestigkeit des Stützenbetons ausgehend von 2,69 - 2,73 auf 1,92 - 1,94 ab, wobei die Abnahme mit zunehmender Druckfestigkeit geringer wird. Die am besten ge-

eignete Annäherung unter Vernachlässigung des Bewehrungsgrades erfolgt mit einem logarithmischen Ansatz für die bezogene Traglast zur Bemessung  $\eta_{Bem, QS}$  nach Gl. 6–3.

$$\eta_{Bem, QS} = b - 1,145 \cdot \ln(f_{ck}) \quad \text{Gl. 6–3}$$

Dabei kann  $b$  nach Gl. 6–4 bestimmt werden, wobei Zwischenwerte linear interpoliert werden dürfen.

$$b = \begin{cases} 6,4 & \text{für } \rho_l \leq 0,06 \\ 6,34 & \text{für } \rho_l = 0,09 \end{cases} \quad \text{Gl. 6–4}$$

In Abb. 6-2 sind die beiden Annäherungen den numerisch ermittelten bezogenen Traglasten über die Zylinderdruckfestigkeit angetragen. Dabei ist zu erkennen, dass die Kurven bis auf geringfügige Abweichungen unterhalb der numerisch ermittelten bezogenen Traglast liegen und dass deren Verlauf im definierten Bereich der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von 25 - 50 N/mm<sup>2</sup> sehr gut übereinstimmen.

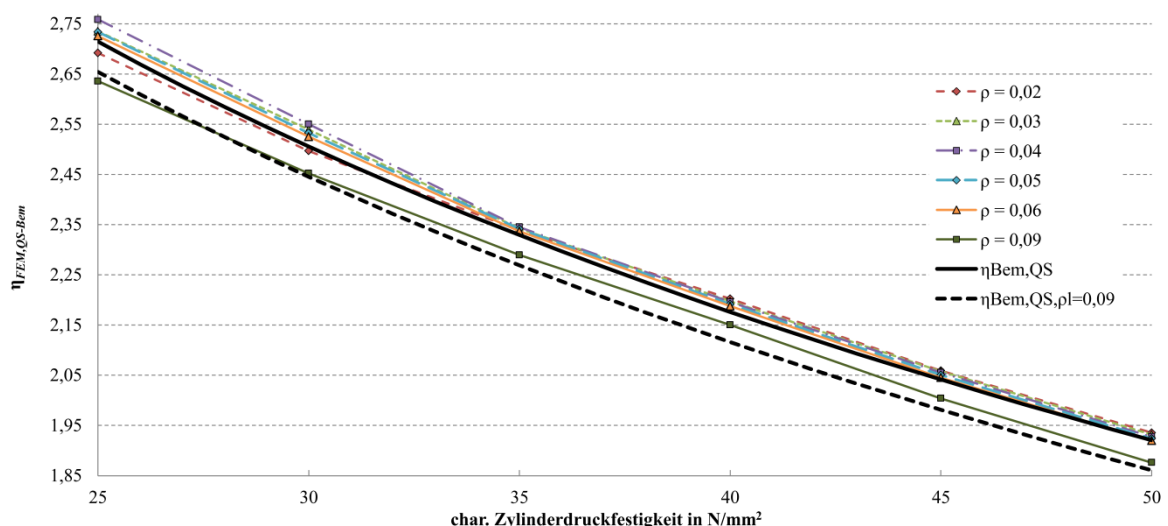


Abb. 6-2: Auf den Bemessungswert der Traglast des unbewehrten Bereichs der Stütze bezogene Traglast  $\eta_{FEM, QS-Bem}$  und die entsprechende vereinfachte Annäherung für verschiedene Bewehrungsgrade aufgetragen über die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus der Parameterstudie können die mit dem vereinfachten Ansatz ermittelten bezogenen Traglasten um eine Erhöhung bei größerer Stabanzahl bei gleichem Bewehrungsgrad ergänzt werden. Die zulässige Erhöhung der Traglast ist dabei abhängig von einer Interaktion der Betondruckfestigkeitsklasse und dem Bewehrungsgrad (vgl. Tabelle 6–3).

## 6 Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages

Tabelle 6–3: Steigerung der auf den Bemessungswert der Traglast des unbewehrten Bereiches der Stütze bezogenen Traglast bei Anwendung von acht bzw. zwölf Bewehrungsstäben anstelle von vier

Bewehrungsgrad	C25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60	
	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe
2 %	0,085	0,100	0,075	0,089	0,073	0,101	0,071	0,089	0,062	0,087	0,047	0,087
3 %	0,155	0,262	0,107	0,186	0,111	0,159	0,085	0,121	0,066	0,100	0,054	0,094
4 %	0,186	0,266	0,131	0,189	0,127	0,159	0,089	0,120	0,071	0,095	0,058	0,086
5 %	0,198	0,290	0,148	0,204	0,119	0,169	0,087	0,121	0,068	0,093	0,056	0,079
6 %	0,206	0,311	0,161	0,217	0,109	0,176	0,084	0,121	0,064	0,090	0,051	0,069
7 %	0,235	0,331	0,171	0,235	0,121	0,183	0,085	0,121	0,072	0,094	0,054	0,073
8 %	0,263	0,350	0,175	0,254	0,134	0,190	0,085	0,122	0,081	0,098	0,055	0,076
9 %	0,288	0,369	0,195	0,272	0,141	0,196	0,093	0,123	0,083	0,102	0,064	0,080

Die Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad ist jedoch geringer als diejenige der Betondruckfestigkeit und wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Bei dem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,02$  und einer höheren Stabanzahl wird bei Betondruckfestigkeiten bis einschließlich C35/45, wie auch bei dem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,01$ , die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze erreicht (vgl. Tabelle 6–4). Die Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit erfolgt nach den Vorgaben nach Abschnitt 4.6. Daher sind die Steigerungsfaktoren nach Tabelle 5–8 für den Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,02$  bis einschließlich der Betondruckfestigkeiten C35/45 deutlich niedriger.

Tabelle 6–4: Vergleich der Traglast der numerischen Modellierung und der Querschnittstragfähigkeit der Stütze bei einem Längsbewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,02$  mit acht bzw. zwölf Längsbewehrungsstäben

Traglast in kN	C25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55	
	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe	8 Stäbe	12 Stäbe
$N_{R,FEM}^*$	2061	2103	2293	2329	2510	2552	2705	2732	2839	2876
$N_{R,Theorie;Stütze,OS}$	2026	2066	2271	2308	2527	2564	2779	2815	3008	3044
$N_{R,FEM}^* / N_{R,Theorie;Stütze,OS}$	1,017	1,018	1,009	1,009	0,993	0,995	0,973	0,971	0,944	0,945

Für jede Betondruckfestigkeitsklasse wird die niedrigste Steigerung ermittelt und der Zusammenhang nach Gl. 6–5 ermittelt. Die Erhöhung ist additiv auf den Faktor  $\eta_{Bem,OS}$  aufzuschlagen. Unter der Voraussetzung, dass die mithilfe des Faktors  $\alpha_{Stabanzahl,b250}$  ermittelten Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze gegenübergestellt und die geringere Traglast verwendet wird, kann die Erhöhung der bezogenen Traglast mithilfe des Faktors  $\alpha_{Stabanzahl,b250}$  auch für Bewehrungsgrade  $\rho_l \leq 0,02$  verwendet werden.

$$\alpha_{Stabanzahl, b250} = \begin{cases} 0 & \text{für 4 Stäbe} \\ (60 - f_{ck})/230 & \text{für 8 Stäbe} \\ (60 - f_{ck})/165 & \text{für 12 Stäbe} \end{cases} \quad \text{Gl. 6-5}$$

Zur Übertragung der Erkenntnisse auf größere Stützenbreiten kann entsprechend des Einflusses der Breite der Stahlbetonstütze anstelle der Stabanzahl der Stababstand verwendet werden. Die Bestimmung des Faktors  $\alpha_{Stababstand}$  erfolgt nach Gl. 6-6, wobei die Zusammenhänge gleich bleiben und nur der Anwendungsbereich in Abhängigkeit des Achsabstandes der Längsbewehrung  $s_a$  neu definiert wird.

$$\alpha_{Stababstand} = \begin{cases} 0 & s_a < 150 \text{ mm} \\ (60 - f_{ck})/230 & \text{für } s_a < 75 \text{ mm} \\ (60 - f_{ck})/165 & s_a < 50 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Gl. 6-6}$$

Zur Berücksichtigung des Einflusses einer Vergrößerung der Stützenbreite in Abhängigkeit der Druckfestigkeitsklasse ist ein Faktor  $\alpha_{Breite}$  erforderlich. Die beiden hierin zu beachtenden Eingangsgrößen sind die Druckfestigkeit und die Stützenbreite. Der Faktor  $\alpha_{Breite}$  verläuft ausgehend von 1,0 für die niedrigste Betonfestigkeit bei einer Stützenbreite von 0,25 m auf 0,92 bei der höchsten Festigkeitsklasse und einer Stützenbreite von 0,5 m. Dazu wird ausgehend von Tabelle 5-12 eine lineare Funktion für die Differenz der bezogenen Traglast in Höhe von 0,08 zwischen der niedrigsten und höchsten Betonfestigkeitsklasse definiert und anhand der Breite gewichtet mit der an der 0,25 m breiten Stütze ermittelten bezogenen Traglast multipliziert. Eine Darstellung des Faktors  $\alpha_{Breite}$  ist in Abb. 6-3 zu finden.

$$\alpha_{Breite} = 1 - 0,0128 \cdot (f_{ck} - 25) \cdot (b_{Stütze} - 0,25) \quad \text{Gl. 6-7}$$

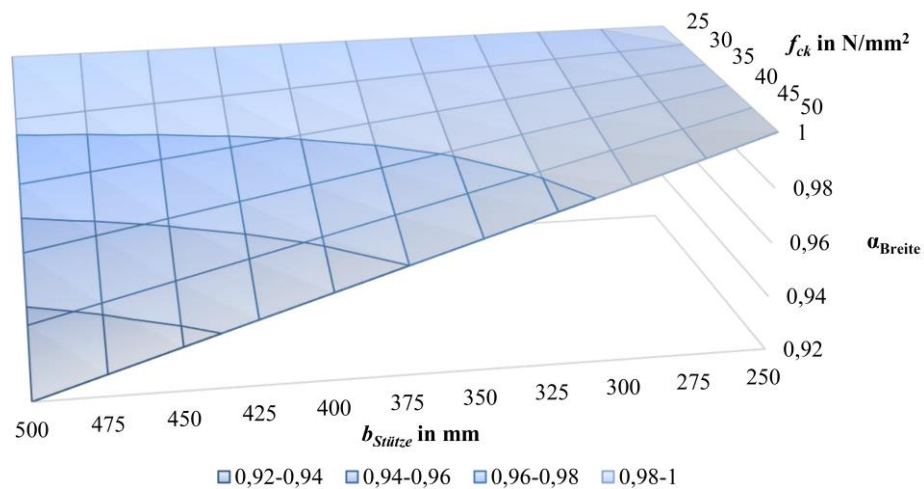


Abb. 6-3: Spannungen der Zusatzbügel bei einer Festigkeitsklasse C50/60 und einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,05$

Unter Verwendung von  $\eta_{Bem,QS}$ ,  $\alpha_{Stababstand}$  und  $\alpha_{Breite}$  kann die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses (SDA) mithilfe des Bemessungswertes der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereiches der Stütze mit starr-plastischem Materialverhalten  $N_{Rd,Theorie,Stütze,QS}$  anhand von Gl. 6–8 bestimmt werden, wobei dieser Wert nicht größer werden kann als die Tragfähigkeit des LC-Elementes  $N_{R,LC-Element}$ .

$$N_{R,SDA} = (\eta_{Bem,QS} + \alpha_{Stababstand}) \cdot \alpha_{Breite} \cdot N_{Rd,Theorie,Stütze,QS} \leq N_{R,LC-Element} \quad Gl. 6-8$$

$$N_{Rd,Theorie,Stütze,QS} = f_{cd} \cdot (b_{Stütze})^2 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_x}{b_{Stütze}}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_y}{b_{Stütze}}\right) \quad Gl. 6-9$$

Der Vergleich der Traglasten der Modellierung und den experimentellen Versuchen zeigt, dass die Tragfähigkeit des LC-Elementes in der Modellierung überschätzt wird. Dies begründet sich darin, dass die sich im numerischen Modell ergebende mehraxiale Druckfestigkeit des LC-Elementes über der in der Realität erreichbaren Druckfestigkeit liegt (vgl. 5.5.2). Da in der verwendeten Software keine Möglichkeit zur Anpassung des zulässigen Steigerungsfaktors bei mehraxialer Belastung des Leichtbetons vorhanden ist, muss eine Begrenzung der Traglast durch eine aus den Versuchen abgeleiteten maximalen Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes erfolgen. Dazu wird auf den Versuchsergebnissen der Stützen mit hochfestem Beton von Versuchsreihe 5 aufgebaut. Aufgrund einer großen Fehlstelle in der Vergussmörtelschicht kann Versuch V5.8 hierfür nicht verwendet werden. Um die Traglast von V5.7 und V5.9 mit der numerischen Traglast vergleichen zu können ist eine Umrechnung von der im Versuch vorhandenen Exzentrizität auf eine Exzentrizität von 20 mm erforderlich. Dies kann über die Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes mit starr-plastischem Materialverhalten und der Unabhängigkeit der bezogenen Traglast  $\eta_{FEM,LC-Element}$  von der Exzentrizität erreicht werden. Dazu ist zunächst die Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes unter den vorhandenen Exzentrizitäten  $N_{R,LC-Element}(e_{ist})$  zu bestimmen. Im Anschluss wird das Verhältnis zwischen der Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}$  und  $N_{R,LC-Element}(e_{ist})$  gebildet. Dieser Verhältniswert wird sodann mit der Querschnittstragfähigkeit des LC-Elementes unter der Soll-Exzentrizität von 20 mm multipliziert und ergibt die angepasste Traglast im Versuch  $N_{R,Versuch}^*$  bei einer Exzentrizität von 20 mm. Der so errechnete Mittelwert wird entsprechend der Erläuterung nach Abschnitt 5.5.2, um die schädigende Wirkung der mehrfachen Belastung bereinigt, sodass die maximale Traglast anhand der experimentellen Versuche auf  $N_{R,LC-Element,max} = 2725$  kN für Stützen mit einer Seitenlänge von 250 mm zu begrenzen ist. Daraus lässt sich eine mittlere zulässige Druckfestigkeit für das Leichtbetonelement  $f_{lcm,max}$  (244 mm x 244 mm) nach Gl. 6–10 bestimmen, um Gl. 6–10 für größere Querschnittsabmessungen bestimmen zu können.

## 6 Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages

$$f_{lcm,max} = \frac{N_{R,LC-Element,max}}{A_{LC,Brutto}} = 45,8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 6-10}$$

Tabelle 6-5: Traglast des LC-Elementes im Versuch unter Berücksichtigung der Exzentrizität der Belastung

	$e_{x,ist}$	$e_{y,ist}$	$N_{R,Versuch}$	$N_{R,LC-Element}(e_{ist})$	$\eta$	$N_{R,LC-Element}(e_{soll})$	$N_{R,Versuch}^*$
V5.7	34 mm	1 mm	2265 kN	2152 kN	1,053	2515 kN	2648 kN
V5.9	38 mm	1 mm	2026 kN	2054 kN	0,986	2515 kN	2480 kN
Mittelwert der Traglast							2564 kN
$N_{R,LC-Element,max}$ (ohne Mehrfachbelastung = Mittelwert/(1-0,059))							2725 kN

### 6.4 Validierung des empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast

Die Eignung des aus dem numerischen Modell abgeleiteten empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast zeigt sich in einem Vergleich mit den experimentellen Versuchsergebnissen. Hierzu können ausschließlich die Versuche der Versuchsreihe 5 mit einem LC-Element verwendet werden, da bei den anderen Versuchsreihen einige der Voraussetzungen, wie z. B. die Anzahl der Zusatzbügel und das Verfüllen der Rüttelöffnung nicht erfüllt sind. In Tabelle 6-6 sind die angepassten experimentellen Ergebnisse ohne Schädigung durch die Mehrfachbelastung  $N_{R,Versuch}^1$  (ohne Schädigung durch die Mehrfachbelastung) und die Berechnungsergebnisse des empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses  $N_{R,SDA}$  sowie deren Verhältniswert dargestellt. Aus diesem Verhältniswert geht hervor, dass der empirische Ansatz im Mittel etwas geringere Traglasten liefert als im Versuch erreicht werden. Mithilfe des empirischen Ansatzes lassen sich die Traglasten vereinfacht ermitteln, während der Ansatz im Mittel auf der sicheren Seite liegt. Ergänzend sind in Tabelle 6-6 die Werte von Zwischenschritten wie die Bemessungswerte des unbewehrten Bereichs der Stütze  $N_{Rd,Theorie,Stütze,QS}$  nach Gl. 6-9, die bezogene Traglast zur Bemessung  $\eta_{Bem,QS}$ , die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses ohne Berücksichtigung der maximalen Tragfähigkeit des LC-Elementes  $N_{R,SDA}^2$  (ohne Prüfung der maximalen Tragfähigkeit des LC-Elementes) und die maximale Tragfähigkeit des LC-Elementes  $N_{R,LC-Element,max}$  enthalten.

## 6 Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages

Tabelle 6–6: Vergleich der Traglasten von Versuch und des empirischen Ansatzes

Versuch Nr.	$N_{R,Versuch}^1$ in kN	$N_{Rd,Theorie,Stütze,OS}$ in kN	$\eta_{Bem,QS}$	$N_{R,SDA}^2$ in kN	$N_{R,LC-Element,max}$ in kN	$N_{R,SDA}$ in kN	$N_{R,Versuch}^1 / N_{R,SDA}$
V5.1	1670	500	3,096	1548	2424	1548	1,079
V5.2	1721	504	3,079	1551	2406	1551	1,109
V5.3	1575	460	3,079	1417	2193	1417	1,111
V5.4	1760	515	3,064	1579	2430	1579	1,115
V5.5	1835	540	3,024	1631	2456	1631	1,125
V5.7	2407	1254	2,036	2554	2409	2409	0,999
V5.8 <sup>3</sup>	2184	1254	2,048	2568	2434	2434	0,897
V5.9	2153	1244	2,036	2533	2388	2388	0,901
V5.15	1632	650	2,798	1820	2431	1503	1,086
V5.16	1726	678	2,791	1892	2521	1593	1,083
V5.17	1863	696	2,784	1938	2574	1668	1,117
V5.18	1883	630	2,764	1741	2282	1741	1,082
V5.19	1988	645	2,753	1776	2315	1776	1,120
V5.20	1886	678	2,747	1864	2426	1864	1,012
Mittelwert							1,060
Standardabweichung							0,078
<sup>1</sup> = ohne Schädigung durch die Mehrfachbelastung							
<sup>2</sup> = ohne Prüfung der maximalen Tragfähigkeit des LC-Elementes							
<sup>3</sup> = Große Fehlstelle in der Vergussmörtelschicht							

### 6.5 Einbettung des empirischen Ansatzes in ein Sicherheitsformat

Ein wichtiger Aspekt bei der Planung und Realisierung von Baukonstruktionen ist die Begrenzung der Versagenswahrscheinlichkeit, um eine ausreichende Zuverlässigkeit des Tragwerks sicherzustellen. Auf Basis eines gesellschaftlich akzeptierten Maßes ist die normative Zielversagenswahrscheinlichkeit festgelegt. Diese Festlegung erfolgt in einem Spannungsfeld zwischen Wirtschaftlichkeit und Reduzierung des Risikos für Leib und Leben. Die Einwirkungen auf Tragwerke sowie die Widerstände werden durch voneinander abhängige und unabhängige Größen, den sogenannten Basisvariablen, beeinflusst. Durch die Wahl stochastischer Verteilungsfunktionen kann die Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks im Rahmen von Zuverlässigkeitsanalysen bestimmt werden. Weiterführende Ausführungen zur Zuverlässigkeit von Bauwerken sind in Spaethe (1992), Six (2001) und Glowienka (2007) zu finden. Normativ wurde das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept zur Bemessung von Tragwerken eingeführt, da eine vollprobabilistische Bemessung in der praktischen Anwendung zu aufwendig ist. DIN EN 1992-1-1 (2011) enthält verschiedene mögliche Verfahren zur Schnittgrößenermittlung und Bemessung, die auf dem semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept basieren. Zur Begrenzung der Versagenswahrscheinlichkeit ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Einwirkung  $E_d$  kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes  $R_d$  ist.



$$E_d \leq R_d$$

Gl. 6–11

Dabei ist der Bemessungswert der Einwirkungen  $E_d$  mit den charakteristischen Einwirkungen unter Berücksichtigung der in DIN EN 1990 (2010) und DIN EN 1990/NA (2010) festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte und Lastkombinationen zu bestimmen. Für die Bestimmung des Tragwiderstandes  $R_d$  ist es erforderlich, die in den bisherigen Untersuchungen zugrunde gelegten Mittelwerte der Traglast in Bemessungswerte zu überführen. Aus den bisherigen Erkenntnissen ist für die vorgegebenen Randbedingungen stets die mehraxiale Druckfestigkeit des Betons bemessungsrelevant. Der Bemessungswert der Druckfestigkeit von Beton  $f_{cd}$  wird in DIN EN 1992-1-1 (2011) geregelt und ist wie folgt zu ermitteln:

$$f_{cd} = \begin{cases} \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} & \text{bewehrter Beton} \\ \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} & \text{unbewehrter Beton} \end{cases} \quad \text{Gl. 6–12}$$

#### Dauerstandsfaktor

Die Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit erfolgt mithilfe des Dauerstandsfaktors, der für bewehrte Bauteile nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) zu  $\alpha_c = 0,85$  definiert ist. Nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) ist der Dauerstandsfaktor  $\alpha_c$  für unbewehrte Bauteile aufgrund der geringeren Duktilität durch den Beiwert  $\alpha_{cc,pl} = 0,70$  zu ersetzen. Nach DAfStb Heft 316 (1980) konnte für den Stumpfstoß mit Mörtelfugen eine Dauerstandsfestigkeit in Höhe der 0,8-fachen Traglast nachgewiesen werden. Da es sich bei dem Stützenanschluss um eine ähnliche Konstruktion handelt, empfiehlt es sich, den Dauerstandsfaktor nach DAfStb Heft 316 (1980) anstelle des Dauerstandsfaktors für bewehrten Beton zu verwenden. Mithilfe der Durchführung entsprechender Versuche erscheint eine Erhöhung auf 0,85 möglich. Für das Anschlusselement aus Leichtbeton ist nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) ein Dauerstandsfaktor von  $\alpha_{lcc} = 0,75$  unter Ansatz eines Spannungsblockes zu verwenden. Die jeweilige Belastungsdauer der Versuchsstützen im Rahmen der Versuchsdurchführung lag bei über 20 Minuten was nach Grübl et al. (2001) bereits eine Reduktion der Druckfestigkeit, die über den Dauerstandsfaktor berücksichtigt wird, zur Folge hat. Eine mögliche Traglastserhöhung durch Anpassung der Dauerstandsfaktoren wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

### Charakteristische Druckfestigkeit

Da zur Anwendung von Gl. 6–12 die charakteristische Druckfestigkeit erforderlich ist, muss eine Umrechnung der Mittelwerte der Betondruckfestigkeit auf die charakteristische Festigkeit folgen. Hierfür ist nach Zilch & Zehetmaier (2010) eine Abminderung um  $8 \text{ N/mm}^2$  unabhängig von der Druckfestigkeitsklasse anzusetzen. Die Reduktion der Traglast ist daher mit zunehmender Druckfestigkeit prozentual geringer (vgl. Gl. 6–13).

$$\alpha_{char.}^* = \frac{f_{ck}}{f_{cm}} = \frac{f_{cm} - 8}{f_{cm}} \quad \text{Gl. 6-13}$$

Die Sensitivitätsanalyse zeigt jedoch, dass diese direkte Abminderung insbesondere für niedrige Druckfestigkeiten zu groß ist, da sich eine Änderung der Druckfestigkeit der Stahlbetonstütze nicht 1:1 in einer Reduzierung der Traglast widerspiegelt. Unter Verwendung der charakteristischen Festigkeiten für Beton und Bewehrung wurden Vergleichsrechnungen zur Bestimmung der Traglast durchgeführt, um den Unterschied zu den Traglasten mit Mittelwerten der Festigkeiten zu identifizieren. Dabei wurden folgende Stützen untersucht:

Tabelle 6–7: Vergleich der Traglasten unter Verwendung von mittleren und charakteristischen Festigkeiten der Materialien

Betonfestigkeit	$\rho_l$	$N_{R,Mittelwert}$ in kN	$N_{R,char.}$ in kN	$N_{R,char.} / N_{R,Mittelwert}$	$\alpha_{char.}^*$	$\alpha_{char.} \text{ nach Gl. 6-14}$
C25/30	0,02	2062	1626	0,79	0,76	0,79
C25/30	0,09	2019	1618	0,80		
C50/60	0,01	2990	2564	0,86	0,86	0,85
C50/60	0,02	2965	2526	0,85		
C50/60	0,09	2874	2464	0,86		

Entsprechend Gl. 6–13 ist die Abminderung zwischen charakteristischer und mittlerer Druckfestigkeit mit zunehmender Druckfestigkeit geringer. Aus Tabelle 6–7 lässt sich folgender Faktor zur Umrechnung von Mittelwerten der Traglast auf die Traglast unter Verwendung von charakteristischen Festigkeiten bestimmen.

$$\alpha_{char.} = 0,73 + 0,12 \cdot \frac{f_{ck}}{50} \quad \text{Gl. 6-14}$$

Für den Leichtbeton ist eine Mindestfestigkeitsklasse von LC40/44 festgelegt. Daher ist für diesen ein konstantes Verhältnis zwischen der charakteristischen und der mittleren Festigkeit nach Gl. 6–15 anzusetzen.

$$\alpha_{lc,char.} = \frac{f_{lck}}{f_{lcm}} = \frac{f_{lcm} - 8}{f_{lcm}} = \frac{40 - 8}{40} = 0,8 \quad \text{Gl. 6-15}$$

### Teilsicherheitsbeiwert für Beton und Leichtbeton

Im zugehörigen nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA (2013) ist der Teilsicherheitsbeiwert für Beton bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation mit  $\gamma_C = 1,5$  festgelegt. Dabei wird der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  aus einer Kombination der Modellunsicherheit bei den Bauwerkswiderständen  $\gamma_{Rd}$  und der Unsicherheit der Baustoffeigenschaften  $\gamma_m$  nach Gl. 6–16 gebildet. Dabei ist nach fib Bulletin No. 80 (2016) üblicherweise  $\gamma_{Rd} = 1,1$  und  $\gamma_m = 1,35$ . Nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) ist in Deutschland jedoch nur der kombinierte Wert  $\gamma_M = \gamma_C = 1,5$  zu verwenden.

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m \quad \text{Gl. 6–16}$$

Nach DIN EN 1990 (2010), Anhang B lässt sich unter Annahme einer Lognormalverteilung die Modellunsicherheit  $\gamma_{Rd}$  mithilfe von Gl. 6–17 bestimmen.

$$\gamma_{Rd} = \frac{e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot \frac{\sigma}{\mu}}}{\mu} \quad \text{Gl. 6–17}$$

Dabei ist $\alpha_R$	Wichtungsfaktor
$\beta$	Ziel-Zuverlässigkeitsindex
$\sigma$	Standardabweichung
$\mu$	Mittelwert

Der Wichtungsfaktor  $\alpha_R$  wird nach DIN EN 1990 (2010) Anhang B zu 0,8 definiert. Nach König & Hosser (1982) kann der Wichtungsfaktor  $\alpha_R$  für nicht-dominante Variablen mit 0,4 abgemindert werden. Da die Unsicherheit des Modells zur Bestimmung des Widerstandes in der Regel kleiner ist als die der Materialeigenschaften, ist diese Annahme zutreffend, sodass sich  $\alpha_R = 0,32$  ergibt. Der Ziel-Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für eine Lebensdauer von 50 Jahren beträgt nach DIN EN 1990 (2010) 3,8. Aus dem Vergleich der numerischen und experimentellen Untersuchung nach Abschnitt 5.5.2 folgt für das numerische Modell ein Mittelwert von  $\mu = 0,971$  und ein Variationskoeffizient von  $v = 0,049$ . Daraus lässt sich nach Gl. 6–17 ein rechnerischer Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit des erstellten numerischen Modells von  $\gamma_{Rd,Modell} = 1,095$  ermitteln. Dieser liegt im Bereich der normativen Vorgaben eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Modellunsicherheit auf der Widerstandsseite von  $\gamma_{Rd} = 1,1$ . Daher ist keine Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton bei der Nutzung dieses Modells erforderlich.

Bei dem Anschlusselement aus Leichtbeton handelt es sich um ein Fertigteil, dessen Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) Anhang A bei einer werksmäßigen und ständig überwachten Herstellung von  $\gamma_{LC} = 1,5$  auf  $\gamma_{LC} = 1,35$  reduziert werden darf.

### Schlussfolgerung

Für die Umrechnung der Traglast des empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast  $N_{R,SDA}$  auf den Bemessungswert  $N_{Rd,SDA,ohne LC-Element}$  unter Verwendung des Dauerstandsfaktors  $\alpha_c = 0,8$ , dem hierin definierten Umrechnungsfaktor zwischen der mittleren und der charakteristischen Druckfestigkeit  $\alpha_{char.}$  nach Gl. 6–14 und dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton  $\gamma_c = 1,5$  ergibt sich folgende Gleichung:

$$N_{Rd,SDA,ohne LC-Element} = \frac{\alpha_c \cdot \alpha_{char.} \cdot N_{R,SDA}}{\gamma_c} \quad \text{Gl. 6–18}$$

Für die maximale Tragfähigkeit des LC-Elementes erfolgt die Umrechnung der Traglast  $N_{R,LC-Element,max}$  auf den Bemessungswert  $N_{Rd,LC-Element,max}$  unter Verwendung des Dauerstandsfaktors  $\alpha_{lc} = 0,75$ , dem Umrechnungsfaktor zwischen der mittleren und der charakteristischen Druckfestigkeit  $\alpha_{lc,char.}$  nach Gl. 6–15 und dem Teilsicherheitsbeiwert für ein LC-Element-Fertigteil bei überwachter Herstellung  $\gamma_{lc} = 1,35$  ergibt sich folgende Gleichung:

$$N_{Rd,LC-Element,max} = \frac{\alpha_{lc} \cdot \alpha_{lc,char.} \cdot N_{R,LC-Element,max}}{\gamma_{lc}} \quad \text{Gl. 6–19}$$

## **6.6 Vergleich der in Versuchsreihe 5 aufgebrachten Höhe der Laststufen und den Bemessungslasten des Stützen-Decken-Anschlusses**

Im Zuge von Versuchsreihe 5 wurde eine mehrfache Belastung durchgeführt. Die experimentellen Versuche zeigten eine Schädigung inklusive auftretender Risse, was sich reduzierend auf die Traglast auswirkte. Die gewählten Laststufen sollten der Gebrauchs- und Bemessungslast entsprechen. Aus Tabelle 6–8 geht hervor, dass diese Laststufen zu hoch angesetzt wurden, da als höchste Laststufe im Zuge der Mehrfachbelastung der Versuchskörper die 1,1 bis 1,9-fache anstelle der einfachen Bemessungslast aufgebracht wurde. Die Effekte der Vorschädigung wurden aus der Traglast herausgerechnet (vgl. Kapitel 4). Zur Bestimmung der Traglast wird auf eine Vorschädigung durch das mehrmalige Erreichen der Bemessungslast verzichtet, da selbst die charakteristische Last per Definition nur einmal im Leben eines Bauteils (50 Jahre) überschritten wird. Bei der Bemessungslast ist dieser Zeitraum noch wesentlich größer.

## 6 Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages

Tabelle 6–8: Vergleich der Traglasten von Versuch und dem Bemessungsmodell

Versuch Nr.	$N_{R,SDA}$ in kN	$f_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>	$\alpha_{char.}$	$N_{Rd,SDA}$ in kN	Höchste Laststufe in kN	Höchste Laststufe / $N_{Rd,SDA}$
V5.1	1548	25,9	0,7730	638	1220	1,912
V5.2	1551	26,2	0,7736	640	1000	1,563
V5.3	1417	26,2	0,7736	585	1000	1,710
V5.4	1579	26,4	0,7742	652	1000	1,534
V5.5	1631	27,1	0,7758	675	1000	1,481
V5.7	2409	53,2	0,8385	1077	1200	1,114
V5.8	2434	52,8	0,8374	1087	1200	1,104
V5.9	2388	53,2	0,8385	1068	1400	1,311
V5.15	1503	31,2	0,7858	630	940	1,492
V5.16	1593	31,4	0,7861	668	940	1,407
V5.17	1668	31,5	0,7865	700	940	1,343
V5.18	1741	31,9	0,7874	731	1000	1,368
V5.19	1776	32,2	0,7880	746	1000	1,340
V5.20	1864	32,3	0,7883	784	1000	1,276

### 6.7 Bemessungsvorschlag

#### 6.7.1 Allgemeines

Der Bemessungsvorschlag gliedert sich in drei Teile. Im ersten Teil werden die Bestimmungsgleichungen der erforderlichen Zusatzbügel (schematische Darstellung in Abb. 6-4, links) aus dem Querdehnungsunterschied zwischen Leichtbeton und Beton sowie dem Spitzendruck aufgeführt. Im zweiten Teil folgen die Bestimmungsgleichungen für die erforderliche Querbewehrung (schematische Darstellung in Abb. 6-4, rechts) zur Aufnahme der Ringzugkraft aus dem Verbund aufgrund der Endverankerung der Längsbewehrung und zur Umschnürung des Kernbetons. Im Anschluss daran ist die Bestimmung der Traglast in Längsrichtung unter Zusammenführung des empirischen Ansatzes nach Abschnitt 6.3 und des Sicherheitsformates nach Abschnitt 6.5 dargestellt.

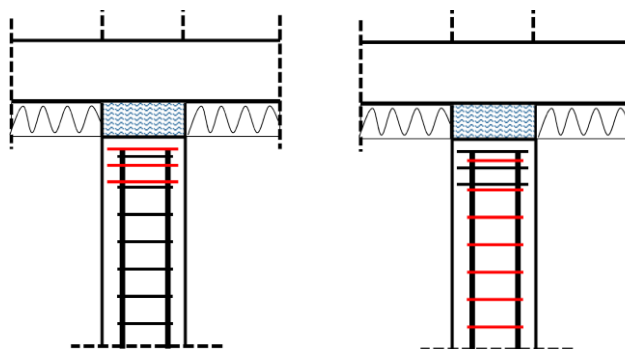


Abb. 6-4: Schematische Darstellung der erforderlichen Zusatzbügel (links) und der Querbewehrung der Stahlbetonstütze (rechts)

### 6.7.2 Bestimmung der erforderlichen Zusatzbügel

Die erforderliche Querschnittsfläche der Zusatzbügel ergibt sich aus der Summe der erforderlichen Querbewehrung aus der Querdehnung nach Gl. 6–21 und dem Spitzendruck nach Gl. 6–22 zu:

$$A_{s,Zusatzbügel} = A_{s,Spitzendruck} + A_{s,Querdehnung} \quad \text{Gl. 6–20}$$

Die Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung aus der unterschiedlichen Querdehnung des LC-Elementes und Stahlbetons ergibt sich nach Abschnitt 2.5.3 aus Gl. 6–21, die aus Gl. 2–22 und Gl. 2–23 zusammengesetzt ist.

$$A_{s,Querdehnung} = \frac{5}{16} \cdot \frac{(A_{c,netto} \cdot \alpha_c \cdot f_{ck} + 0,75 \cdot A_{sl} \cdot \sigma_s)}{f_{yd}} \cdot \frac{\left( \frac{v_{lc}}{E_{lc}} - \frac{v_c}{E_c} \right)}{\left( \frac{1}{E_c} + \frac{1}{2 \cdot E_{lc}} \cdot \frac{b}{d_{lc}} \right)} \quad \text{Gl. 6–21}$$

Die Querkraft aus dem Spitzendruck der Längsbewehrung lässt sich mithilfe von Gl. 2–24 ermitteln. Umgeformt zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrung ergibt sich nachfolgende Gleichung. Bei der Bestimmung der Bewehrung einer Längsseite  $A_{slx}$  sind die Eckstäbe jeweils nur zu 50 % zu berücksichtigen.

$$A_{s,Spitzendruck} = 0,25 \cdot A_{slx} \quad \text{Gl. 6–22}$$

Zu beachten ist hierbei, dass zwei-schnittige Bügel verwendet und die erforderliche Bewehrung halbiert werden darf. In der Parameterstudie zeigen sich deutliche Traglastabminderungen bei Unterschreitung einer Anzahl von 3 Zusatzbügeln zur Umschnürung des unbewehrten Bereichs. Daher ist für die Anwendung des Stützen-Decken-Anschlusses eine Anzahl von mindestens drei Zusatzbügel (Ø 10), die wegen der geringen Betondeckung aus Edelstahl sein müssen, festgelegt (vgl. Abschnitt 6.2).

### 6.7.3 Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung der Stahlbetonstütze

Die erforderliche Querbewehrung der Stahlbetonstütze ergibt sich aus der Summe der erforderlichen Querbewehrung zur Aufnahme der Ringzugkraft nach Gl. 6–24 und der Bewehrung zur Umschnürung des Kernbetons nach Gl. 6–25 zu:

$$A_{s,Bügelbewehrung} = A_{s,Ringzugkraft} + A_{s,Umschnürung} \quad \text{Gl. 6–23}$$

Die Querkraft aus der Endverankerung über den Verbund der Längsbewehrung entstehen aus dem Ringzugmodell (vgl. Abschnitt 2.5.3). Durch Umformung von Gl. 2–25 zur Bestimmung der Bewehrungsmenge anhand der Zugkraft  $Z$  ergibt sich Gl. 6–24.

Eine Reduktion der erforderlichen Verankerungskraft um die bereits durch den Spitzen-  
druck übertragene Kraft der Längsbewehrung, ist in diesem Ansatz berücksichtigt.

$$A_{s, \text{Ringzugkraft}} = 0,12 \cdot \sum_{j=1}^n A_{sl, j} \quad \text{Gl. 6-24}$$

Für die Bestimmung der erforderlichen Bewehrung zur Umschnürung des Kernbetons  
wird der Ansatz aus Abschnitt 2.5.3 verwendet. Durch Einsetzen von Gl. 2-30 in Gl. 2-  
26 und der Division durch die Festigkeit der Bewehrung ergibt sich die erforderliche Be-  
wehrungsmenge  $A_{s, \text{Umschnürung}}$  nach Gl. 6-25.

$$A_{s, \text{Umschnürung}} = \frac{v \cdot d_c \cdot l_b}{k_e} \cdot 0,23 \cdot \frac{0,75 \cdot A_{s, l}}{b_c \cdot d_c - A_{s, l}} \quad \text{Gl. 6-25}$$

Die darauf aufbauend gewählte Bewehrungsmenge ist über die Verankerungslänge der  
Längsbewehrung zu verteilen. Da die Verankerungslängen nach DAfStb Heft 499 (2000)  
in der Regel kürzer sind als normativ vorgegeben, ist die Hälfte der Bewehrung auf dem  
ersten Drittel der Verankerungslänge und die andere Hälfte über den Rest der Veranke-  
rungslänge zu verteilen. Für den Stützenanschluss wird dabei als Mindestmaß der Bügel-  
bewehrung festgelegt, dass der oberste Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm am Ende  
der Längsbewehrungsstäbe anzuordnen ist. Darunter sind 5 Bügel mit einem Durchmesser  
von 8 mm und einem Abstand von 80 mm anzuordnen, bevor die übliche Bügelbeweh-  
rung nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) folgt (vgl. Abschnitt 6.2).

#### 6.7.4 Bestimmung der Traglast in Längsrichtung

Die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses mit einem Anschlusselement aus Leichtbe-  
ton lässt sich mithilfe von Gl. 6-26 entsprechend des empirischen Ansatzes nach Ab-  
schnitt 6.3 bestimmen.

$$N_{R, SDA} = \left( \eta_{Bem, QS} + \alpha_{Stababstand} \right) \cdot \alpha_{Breite} \cdot N_{Rd, Theorie, Stütze, QS} \quad \text{Gl. 6-26}$$

Wobei

$$\eta_{Bem, QS} = \begin{cases} 6,4 - 1,145 \cdot \ln(f_{ck}) & \text{für } \rho_l \leq 0,06 \\ 6,34 - 1,145 \cdot \ln(f_{ck}) & \text{für } \rho_l = 0,09 \end{cases} \quad \text{Gl. 6-27}$$

$$\alpha_{Stababstand} = \begin{cases} 0 & s_a < 150 \text{ mm} \\ (60 - f_{ck}) / 230 & \text{für } s_a < 75 \text{ mm} \\ (60 - f_{ck}) / 165 & s_a < 50 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Gl. 6-28}$$

## 6 Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Bestimmung der Traglast und Ableitung eines Bemessungsvorschlages

---

$$\alpha_{Breite} = 1 - 0,0128 \cdot (f_{ck} - 25) \cdot (b_{Stütze} - 0,25) \quad \text{Gl. 6-29}$$

$$N_{Rd,Theorie,Stütze,QS} = f_{cd} \cdot (b_{Stütze})^2 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_x}{b_{Stütze}}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_y}{b_{Stütze}}\right) \quad \text{Gl. 6-30}$$

mit $f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit in MN/m <sup>2</sup>
$s_a$	Achsabstand der Längsbewehrungsstäbe in mm
$b_{Stütze}$	Abmessungen der Stütze in m
$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit in MN/m <sup>2</sup>
$e_x, e_y$	Exzentrizität der Belastung in x- bzw. y-Richtung in m

Die so ermittelte Traglast für den Stützen-Decken-Anschluss ist auf die maximale Traglast des LC-Elementes nach Gl. 6-31 zu begrenzen.

$$N_{R,LC-Element,max} = f_{lcm,max} \cdot (b_{LC-Element})^2 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_x}{b_{LC-Element}}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_y}{b_{LC-Element}}\right) \quad \text{Gl. 6-31}$$

Dabei ist

$b_{LC-Element,Brutto}$	Breite des LC-Elementes
$f_{lcm,max}$	= 45,8 MN/m <sup>2</sup> Maximale Festigkeit des LC-Elementes

Zur Umrechnung auf einen Bemessungswert sind die Sicherheitselemente nach Abschnitt 6.5 für den Minimalwert der beiden Traglasten  $N_{R,SDA}$  und  $N_{R,LC-Element,max}$  zu ergänzen, was in Gl. 6-32 mündet.

$$N_{Rd,SDA} = \min \left\{ \frac{\alpha_c \cdot \alpha_{char.} \cdot N_{R,SDA}}{\gamma_c}, \frac{\alpha_{lc} \cdot \alpha_{lc,char.} \cdot N_{R,LC-Element,max}}{\gamma_{lc}} \right\} \quad \text{Gl. 6-32}$$

Mit  $\alpha_c$       0,8

$$\alpha_{char.} = 0,73 + 0,12 \cdot \frac{f_{ck}}{50} \quad \text{Gl. 6-33}$$

$\gamma_c$	1,5
$\alpha_{lc}$	0,75
$\alpha_{lc,char.}$	0,8
$\gamma_c$	1,35 (Fertigteil mit überwachter Herstellung)

Unter Ansatz der vorgestellten Gleichungen lassen sich für die Standardbewehrungsgrade und Betonfestigkeiten die entsprechenden Bemessungslasten unter Verwendung des Anschlusselementes  $N_{Rd,SDA}$  für eine definierte Stützenabmessung von 0,25 m in Tabellenform zusammenstellen. Dabei zeigt sich, dass der Einfluss der Bewehrung recht gering ist und vor allem die Druckfestigkeit des Betons maßgebend ist. Insgesamt sind Bemessungslasten



sungswerte der Traglast unter Berücksichtigung der Mindestexzentrizität im Bereich von 832 kN bis zu 1211 kN zu erreichen (siehe Tabelle 6–9). Für die in der Regel in der Bau-  
praxis vorzufindenden Bewehrungsgrade  $\rho_l \leq 0,06$  wird zusätzlich der Stababstand be-  
rücksichtigt und die Ergebnisse werden in Tabelle 6–10 dargestellt. Dabei ist in Tabelle  
6–9 und Tabelle 6–10 für die weiß hinterlegten Felder die Traglast des unbewehrten Be-  
reiches der Stütze (Abb. 4-5, Bereich C+B) und für die grau gekennzeichneten Felder die  
Traglast des LC-Elementes (Abb. 4-5, Bereich D) für das Versagen maßgebend.

Tabelle 6–9: Bemessungswert der Traglast in kN in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades und der Beton-  
druckfestigkeitsklasse bei einer Exzentrizität der Belastung von 20 mm für eine quadratische Stütze mit  
 $b = 250$  mm mit vier Längsbewehrungsstäben

$\rho_l$	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$\leq 6 \%$	851	957	1053	1141	1211	1211
7 %	844	949	1044	1130	1209	
8 %	838	941	1035	1120	1197	
9 %	832	934	1026	1109	1186	

Tabelle 6–10: Bemessungswert der Traglast in kN in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse und des  
Achsabstandes der Längsbewehrung bei einer Exzentrizität der Belastung von 20 mm für eine quadratische  
Stütze mit  $b = 250$  mm mit einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l \leq 0,06$

Stabab- stand $s_a$	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$< 150$ mm	851	957	1053	1141	1211	1211
$< 75$ mm	898	1006	1102	1186		
$< 50$ mm	917	1026	1121	1200		

## 6.8 Zusammenfassung

In diesem Kapitel werden zuerst Vorgaben für die verwendeten Materialien Beton, Leichtbeton und Vergussmörtel sowie geometrische Einschränkungen für die Anwendung  
des Bemessungsvorschlages definiert.

Ausgehend von einer Analyse der Parameterstudie aus Abschnitt 5.6 konnten die Druck-  
festigkeit, der Bewehrungsgrad und die Anzahl der Längsbewehrungsstäbe als maßge-  
bende Einflussgrößen für den Bemessungsvorschlag identifiziert werden. Für die weiteren  
Parameter wurden Mindestwerte definiert oder sie wurden auf der sicheren Seite liegend  
festgelegt. Ausgehend von den numerischen Ergebnissen unter Berücksichtigung des  
nach Abschnitt 5.5.2 abgeleiteten Modellfaktors konnte ein empirischer Faktor definiert  
werden, dessen wesentlichen Eingangsgrößen die Druckfestigkeit, der Bewehrungsgrad  
und die Stabanzahl der Längsbewehrung der Stahlbetonstütze sind. Die Bestimmung der  
Traglast in Stützenlängsrichtung erfolgt über die Multiplikation des empirischen Faktors  
mit dem Bemessungswert der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereiches der Stahlbeton-

stütze mit starr-plastischem Materialverhalten. Die so ermittelte Traglast ist auf einen Höchstwert der Tragfähigkeit des LC-Elementes entsprechend der Versuchskörper V5.7 bis V5.9 begrenzt. Unter Verwendung des empirischen Faktors werden Traglasten ermittelt, die dicht an den numerischen Traglasten liegen und das Tragverhalten ausreichend genau abbilden. Auch ein Vergleich mit den Versuchswerten liefert eine gute Übereinstimmung.

Die ermittelten Traglasten in Stützenlängsrichtung basieren auf Mittelwerten der Festigkeit und enthalten keine Sicherheiten. In Abschnitt 6.5 werden die erforderlichen Anpassungen vorgestellt, um die Mittelwerte in Bemessungswerte zu überführen. Dazu sind die Traglasten mithilfe des Faktors  $\alpha_{char}$  von Mittelwerten der Materialfestigkeit auf die charakteristischen Festigkeiten zu überführen und mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton sowie dem Dauerstandsfaktor zu beaufschlagen. Es zeigt sich, dass die Modellunsicherheit des erstellten numerischen Modells den normativ zulässigen Werten entspricht, so dass keine Anpassung des Teilsicherheitsbeiwertes nach DIN EN 1992-1-1 (2011) erforderlich ist.

Der Bemessungsvorschlag besteht aus drei Teilen. Anhand des ersten Teils sind die erforderlichen Zusatzbügel zu bestimmen. Ausgehend von den numerischen und experimentellen Ergebnissen ist eine Mindestanzahl von drei Zusatzbügeln in einer definierten Höhenlage unterhalb des LC-Elementes anzuordnen. Mithilfe des zweiten Teils des Bemessungsvorschlages kann die erforderliche Querbewehrung der Stahlbetonstütze ermittelt werden, wobei ein Maximalabstand für die obersten sechs Bügel gilt. Für den restlichen Bereich der Stahlbetonstütze ist die Bügelbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA (2013) anzuordnen. Für den dritten Teil des Bemessungsvorschlages ist es gelungen, Bestimmungsgleichungen für den Bemessungswert der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses in Stützenlängsrichtung in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, des Bewehrungsgrades und der Anzahl der Längsbewehrungsstäbe unter Berücksichtigung des erforderlichen Sicherheitsformates zu entwickeln. Zur einfachen Anwendung in der Bau Praxis ist ergänzend eine tabellarische Übersicht über die Bemessungswerte der Traglast bei verschiedenen Kombinationen von Betondruckfestigkeit, Bewehrungsgrad und Stabanzahl der Längsbewehrung dargestellt.

## 7 RESÜMEE UND AUSBLICK

### 7.1 Resümee

Die vorliegende Arbeit hat die Zielsetzung ein neuartiges, bauteilintegriertes Anschlusselement zu entwickeln, mit dem die Wärmeverluste an Stützen-Decken-Knoten deutlich verringert werden können. Im Rahmen dieser Arbeit ist es gelungen, ein Anschlusselement zu entwickeln, mit dem die Wärmeverluste an Stützen-Decken-Knoten deutlich verringert werden können (vgl. Abb. 7-1). Zugleich besitzt das aus Leichtbeton bestehende Anschlusselement eine hohe Tragfähigkeit. Zur Anwendung des Anschlusselementes in der Praxis wurde ein empirischer Bemessungsvorschlag basierend auf einer numerischen Modellierung und einer experimentellen Untersuchung des Tragverhaltens des Stützen-Decken-Knotens erstellt.

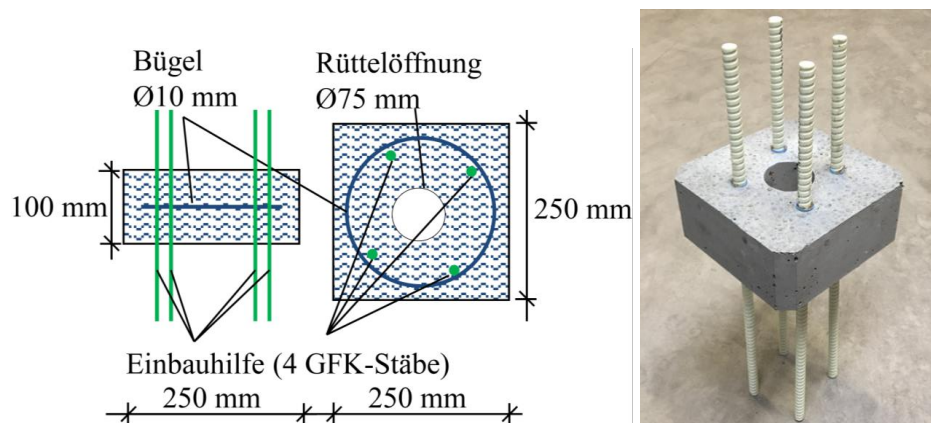


Abb. 7-1: Darstellung des LC-Elementes (Geometrie, links und Element inkl. Einbauhilfe, rechts)

Die Entwicklung des Stützen-Decken-Anschlusses zur thermischen Trennung wird in *Kapitel 2* beschrieben. Zunächst erfolgt eine Systembeschreibung und die wesentlichen Begrifflichkeiten werden definiert. Des Weiteren werden die bauphysikalischen Anforderungen an Stützen-Decken-Knoten identifiziert. Dabei resultiert aus den Brandschutzbestimmungen eine Einschränkung der Baustoffe für tragende Elemente in Keller- und Erdgeschoss auf nichtbrennbare Materialien. Zur Erfüllung des Feuchteschutzes ist ein Mindesttemperaturfaktor einzuhalten, aus dem sich eine raumseitige Oberflächentemperatur ableiten lässt. Für den Wärmeverlust an punktförmigen Wärmebrücken sind gesetzlich keine direkten Begrenzungen vorgegeben. Daher wird zunächst die maximal zulässige Wärmeleitfähigkeit des Anschlusselementes mithilfe einer numerischen Untersuchung anhand einer in der Baupraxis verwendeten Referenzkonstruktion (Wärmedämmung des Stützenkopfes) bestimmt. Anschließend wird der Stand der Technik zum Tragverhalten von Stützen-Decken-Knoten erfasst. Aus einer Untersuchung der erforderlichen Tragfähigkeit am Stützenkopf folgt, dass die volle Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze anzustreben ist. Aus den wissenschaftlichen Untersuchungen zum Tragverhalten dün-

ner Fugen unter vorwiegender Normalkraftbeanspruchung können die Zusammenhänge zur Bestimmung der Querbewehrung aufgrund der zugrunde liegenden Mechanismen auch für das Anschlusselement verwendet werden. Die Formeln zur Bestimmung der Traglast in Längsrichtung von Stützen mit dünnen Fugen können nicht für den Stützen-Decken-Anschluss mit LC-Element übertragen werden, da wesentliche Randbedingungen, wie z. B. Steifigkeit des Fugenmaterials, zulässige Fugendicke und maximaler Stababstand der unterbrochenen Längsbewehrung, nicht eingehalten sind. Für den Abtrag unplanmäßiger Horizontalkräfte, wie z.B. infolge Anprall, besteht ein ausreichender Tragwiderstand des Stützen-Decken-Anschlusses, sodass weitergehende Untersuchungen nicht erforderlich sind. Für die angrenzende Decke und die aufgehende Stütze ist das Tragverhalten bereits wissenschaftlich erfasst, daher sind unter Einhaltung der dargestellten Anforderungen keine weiteren Untersuchungen notwendig. Für das Gesamttragverhalten ist somit das Tragverhalten unterhalb der Unterkante der Decke maßgebend, weshalb sich die experimentelle und numerische Untersuchung ausschließlich auf diesen Bereich konzentriert. Im Anschluss erfolgt, ausgehend von einer umfangreichen Materialzusammensetzung, die Identifizierung der geeigneten Materialien: Leichtbeton, hochfester Beton (HPC) und UHPC. Unter Berücksichtigung dieser drei Werkstoffe wird jeweils eine Variante entwickelt, wobei als beste Variante der vollflächige Lastabtrag über Leichtbeton identifiziert wird. Eine Analyse der Einbausituation ergibt, dass das Anschlusselement am besten als Fertigteil herzustellen ist und die Sicherstellung eines vollflächigen Kontaktes mithilfe eines Vergussmörtels die optimale Lösung darstellt.

Für die realitätsnahe Modellierung des Werkstoffverhaltens der zur thermischen Trennung geeigneten Materialien sind in *Kapitel 3* die wesentlichen Materialeigenschaften von Beton, Leichtbeton und UHPC dargestellt. Im Rahmen der Auswertung der experimentellen Versuche wird auf die zeitabhängige Festigkeitsentwicklung zurückgegriffen. Verschiedene Ansätze zur Bestimmung der Bruchenergie werden vorgestellt, da gegenüber den normativen Vorgaben optimierte Berechnungsmethoden vorliegen. Zusätzlich wurden Bruchkriterien für mehraxiale Druckfestigkeiten und Verbundfestigkeiten definiert, die in dem numerischen Modell Anwendung finden.

Zur Erfassung des Tragverhaltens des Stützen-Decken-Anschlusses wird ein experimentelles Versuchsprogramm mit insgesamt 37 Versuchskörpern zur Identifizierung der Einflussgrößen auf das Tragverhalten des Stützen-Decken-Knotens aufgestellt und in *Kapitel 4* vorgestellt. Eine größere Exzentrizität der Belastung führt bekanntlich zu einer Reduktion der Traglast. Gleichzeitig ist jedoch der Verhältniswert  $\eta_{\text{Versuch}}$  zwischen der Traglast  $N_{R,\text{Versuch}}$  und der rechnerischen Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Stahlbetonstütze ohne LC-Element  $N_{R,\text{Theorie,Stütze, QS}}$  unabhängig von einer ein- oder zwei-axialen Exzentrizität konstant. Durch die Anordnung von Zusatzbügeln lässt sich die Traglast in den Versuchen steigern. Fehlstellen der Kontaktzone zwischen LC-Element,

Vergussmörtel und Stahlbetonstütze führen insbesondere dann, wenn diese mittig im Querschnitt liegen, aufgrund des gestörten Kraftflusses zu einer Reduktion der Traglast. Eine Erhöhung des Bewehrungsgrades führt zu einer geringfügig höheren Traglast, während eine Erhöhung der Druckfestigkeit des Betons eine deutliche Traglaststeigerung zur Folge hat, die durch die maximale Druckfestigkeit des LC-Elementes limitiert ist. Die Versuche zeigen weiterhin, dass 25 % der Kraft in einem Längsbewehrungsstab über Spitzendruck und der Rest innerhalb der ersten 20 cm über Verbundspannungen in den Beton eingeleitet werden.

*Kapitel 5* enthält eine Beschreibung des numerischen Modells des Tragverhaltens des Anschlusselementes. Dazu erfolgt zunächst eine Analyse der Kriterien für eine geeignete FE-Software, die Beschreibung der Funktionsweise des Materialmodells und die erforderlichen Anpassungen für Beton und Leichtbeton. Eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modellierung und Versuch hinsichtlich Traglasten, Verformungen, Dehnungen der Bewehrung und der Versagensbilder zeigt, dass das numerische Modell sehr gut geeignet ist, um das Tragverhalten des Stützen-Decken-Anschlusses abzubilden. Mithilfe des numerischen Modells zeigt sich, dass die zusätzliche Verformung bei Verwendung des Anschlusselementes auch unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden gegenüber einer Stahlbetonstütze vernachlässigbar ist. Weiterhin wird deutlich, dass der Einfluss der Druckfestigkeit, des Bewehrungsgrades, der Stützenbreite und der Stabanzahl bzw. des Stababstandes der Längsbewehrung maßgebend für die Traglast und daher in dem Bemessungsvorschlag zu berücksichtigen ist. Die weiteren Parameter mit einem maßgebenden Einfluss auf die Traglast (Abmessungen des Anschlusselementes, Anordnung von Zusatzbügel und Dicke des Anschlusselementes) werden feste Werte definiert. Die Parameter Abstand der Bügelbewehrung, Exzentrizität der Belastung, lichter Abstand zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem Anschlusselement, Schichtdicke des Vergussmörtels und Verfüllung der Rüttelöffnung besitzen einen zu vernachlässigenden Einfluss auf die Traglast oder werden auf der sicheren Seite liegend gewählt.

Der in dieser Arbeit entwickelte Bemessungsvorschlag zur Bestimmung der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses in Längsrichtung und der hierfür erforderlichen Querbewehrung ist in *Kapitel 6* erläutert. Zu Beginn sind die notwendigen Abgrenzungskriterien zur Anwendung des Bemessungsvorschlages dargestellt. Die Bestimmung der Traglast in Stützenlängsrichtung erfolgt über den Bemessungswert der Tragfähigkeit des unbewehrten Bereichs der Stahlbetonstütze und einen empirischen Faktor. Die Überschätzung der experimentellen Ergebnisse in der numerischen Modellierung nach *Kapitel 5* wird durch einen Modellfaktor kompensiert. Die wesentliche Eingangsgröße des empirischen Faktors ist die Druckfestigkeit der Stahlbetonstütze wobei auch der Einfluss des Stababstandes der Längsbewehrung, welche die Gleichmäßigkeit der Spannungsverteilung beeinflusst, berücksichtigt wird. Die Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses ist auf die Tragfähig-

keit des LC-Elementes begrenzt. Die erforderlichen Sicherheiten werden durch eine Umrechnung der Traglast von mittleren auf charakteristische Materialfestigkeiten sowie der Beaufschlagung mit dem Teilsicherheitsbeiwert und dem Dauerstandsfaktor für Beton erreicht. Im ersten Teil des dreiteiligen Bemessungskonzeptes wird die Bestimmung des erforderlichen Bewehrungsquerschnittes für die Zusatzbügel anhand des Spitzendruckes der Längsbewehrung und dem Querdehnungsunterschied zwischen LC-Element und Stahlbetonstütze definiert, wobei die Mindestanzahl der Zusatzbügel nach *Kapitel 5* auf drei festgelegt ist. Unter Verwendung des zweiten Teils des Bemessungskonzeptes kann die erforderliche Bügelbewehrung der Stahlbetonstütze anhand der Ringzugkräfte aus der Endverankerung der Längsbewehrung und der erforderlichen Umschnürung des Betonkerns innerhalb der Längsbewehrung ermittelt werden, woraus ein maximaler Bügelabstand resultiert. Für den dritten Teil des Bemessungsvorschlages ist es gelungen, Bestimmungsgleichungen für den Bemessungswert der Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses in Stützenlängsrichtung in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, des Bewehrungsgrades und der Anzahl der Längsbewehrungsstäbe unter Berücksichtigung des erforderlichen Sicherheitsformates zu entwickeln. Zur einfachen Anwendung in der Bau Praxis ist ergänzend eine tabellarische Übersicht über die Traglast bei verschiedenen Kombinationen von Betondruckfestigkeit, Bewehrungsgrad und Stabanzahl der Längsbewehrung dargestellt.

### 7.2 Ausblick

In dieser Arbeit wurden ausschließlich quadratische Querschnitte behandelt. Das numerische Modell kann auf rechteckige Stützenquerschnitte erweitert werden. Hierzu ist es jedoch sinnvoll, die numerischen Ergebnisse anhand von gezielten, experimentellen Versuchen zu verifizieren. Dabei ist insbesondere die Auswirkung der unterschiedlichen Seitenlängen auf die Traglast zu berücksichtigen, da z. B. bei einer zweiaxialen Exzentrizität die Einhaltung eines konstanten  $e/b$  - bzw.  $e/h$  - Verhältnisses anstelle einer konstanten Gesamtexzentrizität zu definieren ist.

Unter Berücksichtigung der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse erscheint eine Erweiterung des numerischen Modelles auch auf Rand- und Eckstützen möglich. Dabei wäre für die aufgrund der großen Exzentrizität der Belastung auftretende Zugkraft im Querschnitt ein geeignetes Material zu finden und dieses in das numerische Modell zu integrieren. Hieraus können wiederum Vorgaben für einen erweiterten Bemessungsansatz abgeleitet werden.

Ferner deuten die numerischen Untersuchungen daraufhin, dass die Bestimmung der Querbewehrung und des Bewehrungsquerschnittes der Zusatzbügel nach dem vorgestellten, aus der Literatur gewonnenen Bemessungsverfahren optimiert werden kann, da auch

kleinere Bewehrungsmengen eine ausreichende Traglast des Stützen-Decken-Anschlusses zu gewährleisten scheinen.

Im Sinne der Zielsetzung, Wärmebrücken in Bauwerken zu reduzieren, verbleibt nach der thermischen Trennung der Stahlbetonstützen eine thermische Entkopplung von Stahlbetonwänden im Wand-Decken-Knoten. Daran wird am Institut für Massivbau der TU Darmstadt aufbauend auf dieser Dissertation bereits im Rahmen eines Forschungsprojektes gearbeitet.





## 8 LITERATURVERZEICHNIS

**Abaqus (2014):** Abaqus 6.14 - Analysis user's guide. Volume 3 - Materials, Dassault Systèmes, Providence, RI, USA, 2014.

**ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016):** ATENA Program Documentation - Part I: Theory. Červenka Consulting s.r.o., Prag, 2016.

**BauO NRW (2000):** Landesbauordnung Nordrhein-Westfalen. Düsseldorf, 2000.

**DIN 1048-5 (1991):** DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton - Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Prüfkörper. Juni 1991, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Juni 1991.

**DIN EN 1991-1-2 (2010):** DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + AC:2009. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN EN 1991-1-2/NA (2010):** DIN EN 1991-1-2/NA Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN EN 1992-1-2 (2010):** DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN EN 1992-1-2/NA (2010):** DIN EN 1992-1-2/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN 4102-1 (1998):** DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 1: Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen. Beuth Verlag, Berlin, Mai 1998.

**DIN 4108-2 (2013):** DIN 4108-2: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 2: Mindestanforderungen an den Wärmeschutz. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Februar 2013.

**DIN 4108-3 (2014):** DIN 4108-3: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz – Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung. Beuth Verlag GmbH, Berlin, November 2014.

**DIN 4108-4 (2013):** DIN 4108-4: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Februar 2013.

**DIN EN 12390-1 (2012):** DIN EN 12390-1: Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.

**DIN EN 12390-3 (2009):** DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2009.

**DIN EN 12620 (2008):** DIN EN 12620: Gesteinskörnungen für Beton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Juli 2008.

**DIN EN 197-1 (2011):** DIN EN 197-1: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement. Beuth Verlag GmbH, Berlin, November 2011.

**DIN EN 1990 (2010):** DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN EN 1990/NA (2010):** DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN EN 1991-1-7 (2010):** DIN EN 1991-1-7: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006 + AC:2010. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN EN 1991-1-7/NA (2010):** DIN EN 1991-1-7/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.

**DIN EN 1992-1-1 (2011):** DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Januar 2011.

**DIN EN 1992-1-1/NA (2013):** DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin, April 2013.

**DIN EN ISO 10211 (2008):** DIN EN ISO 10211: Wärmebrücken im Hochbau - Wärmeströme und Oberflächentemperaturen - Detaillierte Berechnungen. Beuth Verlag GmbH, Berlin, April 2008.

**DIN EN ISO 10456 (2010):** DIN EN ISO 10456: Baustoffe und Bauprodukte - Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften - Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren zur Bestimmung der wärmeschutztechnischen Nenn- und Bemessungswerte (ISO 10456:2007 + Cor. 1:2009); Deutsche Fassung EN IS. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Mai 2010.

**DIN EN ISO 6946 (2008):** DIN EN ISO 6946: Bauteile - Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient - Berechnungsverfahren (ISO 6946:2007); Deutsche Fassung EN ISO 6946:2007. Beuth Verlag GmbH, Berlin, April 2008.

**E DIN EN ISO 6946 (2015):** E DIN EN ISO 6946: Bauteile - Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient - Berechnungsverfahren (ISO/DIS 6946:2015); Deutsche und Englische Fassung prEN ISO 6946:2015. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Juni 2015.

**EnEG (2013):** Energieeinsparungsgesetz. Bundesgesetzblatt Jahrgang 2013 Teil I Nr. 36, ausgegeben zu Bonn am 12. Juli 2013, Bonn, 2013.

**EnEV (2016):** Energieeinsparverordnung. BGBl. I, Nr. 67, vom 21. November 2013, S. 3951, Bonn, 2016.

**fib Bulletin No. 80 (2016):** fib Bulletin No. 80 - Partial factor methods for existing concrete structures. Lausanne, 2016.

**TU Darmstadt (2013):** Forschungsbericht F12-11-2013 - Schneidenlagerung von Betonfertigteilen auf Stahlrohren - Bauteilversuche und numerische Modellierung. Darmstadt, 2013.

**HBO (2011):** Hessische Bauordnung. Auflage 12. Dezember 2012, Wiesbaden, 2011.

**DAfStb Heft 138 (1961):** DAfStb - Heft 138: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1961.

**DAfStb - Heft 154 (1962):** DAfStb - Heft 154: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1962.

**DAfStb - Heft 179 (1966):** DAfStb - Heft 179: Veränderlichkeit der Biege- und Schubtragfähigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung. Heft 179, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1966.

**DAfStb - Heft 203 (1969):** DAfStb - Heft 203: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannung. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1969.

**DAfStb - Heft 204 (1969):** DAfStb - Heft 204: Tragverhalten ausmittig beanspruchter Stahlbetondruckglieder. Heft 204, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1969.

**DAfStb - Heft 221 (1972):** DAfStb - Heft 221: Die Druckfestigkeit von Mörtelfugen zwischen Betonfertigteilen . Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1972.

**DAfStb Heft 222 (1972):** DAfStb - Heft 222: Druck-Stöße von Bewehrungsstäben – Stahlbetonstützen mit hochfestem Stahl St 90. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1972.

**DAfStb - Heft 228 (1973):** DAfStb - Heft 228: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1973.

**DAfStb - Heft 229 (1973):** DAfStb - Heft 229: Das Verhalten von Beton unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Heft 229, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1973.

**DAfStb - Heft 260 (1976):** DAfStb - Heft 260: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Heft 260, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1976.

**DAfStb - Heft 296 (1978):** DAfStb - Heft 296: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1978.

**DAfStb Heft 316 (1980):** DAfStb - Heft 316: Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit stumpf gestoßener Stahlbetonfertigteilstützen. Heft 316, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1980.

**DAfStb Heft 351 (1986):** DAfStb - Heft 351: Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in Normal- und Leichtbeton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1986.

**DAfStb - Heft 394 (1988):** DAfStb - Heft 394: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rissbreite; Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1988.

**DAfStb - Heft 419 (1991):** DAfStb - Heft 419: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Beuth-Verlag GmbH, Berlin, 1991.

**DAfStb Heft 466 (1996):** DAfStb - Heft 466: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton . Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1996.

**DAfStb Heft 499 (2000):** DAfStb - Heft 499: Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. Heft 499, Beuth Verlag GmbH, Berlin - Wien - Zürich, 2000.

**DAfStb - Heft 524 (2003):** DAfStb - Heft 524: Mehrachsiale Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton. Heft 524, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2003.

- DAfStb - Heft 525 (2003):** DAfStb - Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2003.
- DAfStb - Heft 561 (2008):** DAfStb - Heft 561: Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. 561, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2008.
- DAfStb - Heft 600 (2012):** DAfStb - Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.
- Informationsbroschüre - NE-Metalle (2008):** Informationsbroschüre - NE-Metalle - Normen, Richtlinien, Hinweise. Max Cochius GmbH, Berlin, 2008.
- Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015):** Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei – Eigenschaften. <http://www.edelstahl-rostfrei.de>, Informationsstelle Edelstahl Rostfrei, Düsseldorf, 2015.
- MBO (2012):** Musterbauordnung Fassung 2002 zuletzt geändert durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom 21.09.2012.
- Model Code 1990 (1993):** CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne, 1993.
- Merkblatt Pagel (2016):** PAGEL®-VERGUSS. Technisches Merkblatt 0201-0203, Essen, 2016.
- Vereinte Nationen (1997):** Protokoll von Kyoto zur Klimarahmenkonvention der Vereinten Nationen mit dem Ziel des Klimaschutzes. Kyoto, 1997.
- Richtlinie 2010/31/EU (2010):** Richtlinie 2010/31/EU des europäischen Parlaments und des Rates über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden. Amtsblatt der Europäischen Union L 153/13, Mai 2010.
- Alvarez, M. (1998):** Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. Dissertation, ETH Zürich, Zürich, 1998.
- Bachmann, H.; Steinle, A.; Hahn, V. (2009):** Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. In: Beton-Kalender 2009, S.152-335, 978-3-433-01854-5, Ernst & Sohn Verlag GmbH, 2009.
- Bažant, Z. P. (1984):** Microplane Model for Strain-Controlled Inelastic Behaviour. Mechanics of Engineering Materials, S.45-59, John Wiley & Sons Ltd, London, 1984.
- Bažant, Z. P.; Oh, B. H. (1983):** Crack band theory for fracture of concrete. Materials and Structures, Vol. 16, S.155-177, Rilem, 1983.
- Bažant, Z. P.; Xiang, Y.; Adley, M. D.; Prat, P. C.; Akers, S. A. (1996b):** Microplane model for concrete. II: Data delocalization and verification. Journal Engineering Mechanics, Vol. 122, Heft 3, S.255–262, ASCE, 1996.

- Bažant, Z. P.; Xiang, Y.; Prat, P. C. (1996a):** Microplane model for concrete. I: Stress-strain boundaries and finite strain. *Journal Engineering Mechanics*, Vol. 122, Heft 3, S.245–254, ASCE, 1996.
- Beck, H.; Henzel, J.; Nicolay, J.** Zur Tragfähigkeit stumpfgestoßener Fertigteilstützen. Aus der Theorie und Praxis des Stahlbetons, Ernst & Sohn, Berlin.
- Beutel, R. (2002):** Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2002.
- Bianchini, A. C.; Woods, R. E.; Kesler, C. E. (1960):** Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 56, S.1149-1169, May 1960.
- Bjerkeli, L.; Tomaszewicz, A.; Jensen, J.J. (1992):** Deformation properties and ductility of high strength concrete. SINTEF -HSC SP J - Beams and columns, Report 1.3, Trondheim, 1992.
- Blatt, M. (2017):** Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetondeckenknoten. Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2017.
- BMUB, (November 2016):** Klimaschutzplan 2050 - Klimaschutzpolitische Grundsätze und Ziele der Bundesregierung. Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit, Berlin, November 2016.
- Bogusch, N.; Duzia, T. (2012):** Basiswissen Bauphysik - Grundlagen des Wärme- und Feuchteschutzes. 978-3-8167-8613-9, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2012.
- Bonzel, J. (1959):** Zur Gestaltabhängigkeit der Betondruckfestigkeit. *Beton- und Stahlbetonbau*, 54, S.223-248, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1959.
- Bounin, K.; Graf, W.; Schulz, P. (2010):** Schallschutz, Wärmeschutz, Feuchteschutz, Brandschutz - Handbuch Bauphysik. 9783421037701, Dt. Verl.-Anst, München, 2010.
- Brameshuber, W. (2015):** Elastizitätsmodul von Beton – Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfungen und Erfahrungen aus der Praxis. 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung: Betonverformungen beherrschen - Grundlagen für schadensfreie Bauwerke, S.29-36, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, 2015.
- Bresler, B.; Pister, K. S (1958):** Strength of Concrete under Combined Stresses. *Journal of the ACI*, Vol. 30 (3), S.321-345, 1958.
- Brühwiler, E.; Menn, C. (2003):** Stahlbetonbrücken. 3. Auflage, Springer Verlag GmbH, Wien, 2003.

- Bundesnetzagentur, (2017):** Monitoringbericht. Bundesnetzagentur für Elektrizität, Gas, Telekommunikation, Post und Eisenbahnen, Arbeitsgruppe Energie-Monitoring - Referat 603, Bonn, 2017.
- Cervenka, J.; Papanikolaou, V. K. (2008):** Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity*, Vol. 24, Heft 12, S.2192–2220, Elsevier, 2008.
- Cervenka, V.; Pukl, R.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R. (1995):** Mesh sensitivity Effects in Smeared Finite Element Analysis of Concrete Fracture. *Proceedings of FRAMCOS2*, S.1387-1396, Zurich, 1995.
- Chinn, J.; Zimmermann, R. M. (1965):** Behavior of Plain Concrete under Various High Triaxial Compression Loading Conditions. *Forschungsbericht*, Air Force Weapons Laboratory, New Mexiko, 1965.
- Claeson, C.; Gylltoft, K. (1998):** Slender high-strength concrete columns subjected to eccentric loading. *Journal of Structural Engineering*, März, S.233-245, ASCE, Göteborg, 1998.
- Cordes, H. (1968):** Über die Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton bei kurzzeitiger Lasteinwirkung. *Dissertation*, TU Hannover, Institut für Materialprüfung und Forschung des Bauwesens, Hannover, 1968.
- Coulomb, C. A. (1773):** Sur une application des règles de Maximis & Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. *Acad. R. Sci. Mem. Math. Phys. Par Divers Savants* 7, 1773.
- Curbach, M.; Hampel, T. (1998):** Festigkeit von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung. 7. Leipziger Massivbauseminar, Leipzig, 1998.
- Cyllok, M. (2011):** Bemessung der Lastdurchleitung hochfester Stahlbetonstützen durch normalfeste Flachdecken nach EN 1992-1-1. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 106, Heft 10, S.672-684, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2011.
- Dahl, K. (1992):** A Failure Criterion for Normal and High Strength Concrete. *Dissertation*, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, 1992.
- Dahms, J. (1968):** Einfluss der Eigenfeuchte auf die Druckfestigkeit des Betons. *Beton*, 18, Heft 9, S.361-365, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1968.
- De Borst, R. (1986):** Non-linear analysis of frictional materials. *Ph.D. Thesis*, Delft University of Technology, Delft, 1986.
- Delft, (1968):** Delft. Rapport No. BI-68-42/4 N7-1, Institut T.N.O. voor Bouwmaterialen en bouwconstructies, Delft, 1968.

- Diederichs, U; Spitzner, J; Sandvik, M; Kepp, B.; Gillen, M: (1993):** The behaviour of high-strength lightweight concrete at elevated temperatures. International symposium on High-Strength Concrete, Lillehammer, 1993.
- Drucker, D. C.; Prager, W. (1952):** Soil mechanics and Plasticity Analysis of Limit Design. Quarterly of Applied Mathematics, Vol. 10, No. 2, S.157-165, 1952.
- Eibl, J.; Aschl, H.; Bobrowski, J.; Cedolin, L.; Garas, F. K.; Gerstle, K. H.; Hilsdorf, H. (1983):** Concrete under multiaxial states of stress — Constitutive equations for practical design. CEB Bulletin d'Information, Vol. 156, Lausanne, 1983.
- Eligehausen, R.; Popov, E.; Bertero, V.: (1983):** Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations. Forschungsbericht, University of California at Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, 1983.
- Etse, G. (1992):** Theoretische und numerische Untersuchung zum diffusen und lokalisierten Versagen in Beton. PhD Thesis, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 1992.
- Etse, G.; Willam, K. J. (1994):** Fracture Energy-Based Constitutive Formulation for Inelastic Behavior of Plain Concrete. Journal of Engineering Mechanics, American Society of Engineers, 1994.
- Ewert, J.; Krauß, M.; Budelmann, H (2009):** Werkstoffverhalten von ultrahochfestem Beton im jungen Alter. Abschlussbericht BU 730/16-2, TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 2009.
- Faust, T. (2003):** Bauingenieur-Praxis: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau. 3-433-01613-5, Ernst & Verlag GmbH, Berlin, 2003.
- Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.; Bunje, K.; Bornemann, R.; Middendorf, B. (2005):** Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone. Forschungsbericht FE 497/1-1, Universität Kassel, Fachgebiet Massivbau, Kassel, 2005.
- Feldmann, R.; Becker, T. (2008):** Wärmebrücken in der Bestandssanierung - Leitfaden für Fachplaner und Architekten. 04/2008, Deutsche Energie-Agentur GmbH (dena), Berlin, 2008.
- fib Bulletin No. 42, (2008):** Constitutive modelling of high strength/ high performance concrete. fib Bulletin No. 42 fib Bulletin No. 42, 978-2-88394-082-6, Lausanne, 2008.
- Gamble, W. L.; Klinar, J. D. (1991):** Tests of high-strength concrete columns with intervening floor slabs. Journal of Structural Engineering, Vol. 117, Heft 5, S.1462-1476, Elsevier, 1991.
- Gerstle, K. H. (1981b):** Simple formulation of triaxial concrete behavior. ACI Journal, 78, Heft 5, S.382-387, American Concrete Institute, Detroit, 1981.



**Glock, C. (2004):** Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände - Nichtlineares Berechnungsmodell und konsistentes Bemessungskonzept für schlanke Wände unter Druckbeanspruchung. Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2004.

**Glowienka, S. (2007):** Zuverlässigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen - Probabilistische Analyse von großformatigem Mauerwerk aus Kalksandstein und Porenbeton mit Dünnbettvermörtelung. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2007.

**Graubner, C.-A. (1989):** Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken. Dissertation, TU München, München, 1989.

**Graubner, C.-A.; Garrecht, H.; Proske, T.; Hainer, S.; Jakob, M. (2012b):** Stahlbetonbauteile aus klima- und ressourcenschonendem Ökobeton – Technische Innovation zur Realisierung nachhaltiger Betonbauwerke. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, S.401-413, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2012.

**Graubner, C.-A.; Proske, T.; Zeier, J.; Bröse, C. (2016):** Entwicklung thermisch entkoppelter Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen. Forschungsbericht, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2016.

**Graubner, C.-A.; Proske, T.; Zeier, J. (2018):** Thermisch entkoppelte Stahlbetonwände. Abschlussbericht (noch nicht veröffentlicht), TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2018.

**Greck, A. (2013):** Straßenbrücken mit einteiligem Verbundquerschnitt. Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2013.

**Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S. (2001):** Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2001.

**Grziwa, U. (2017):** Zuverlässigkeit schlanker UHPC-Druckglieder mit räumlich streuenden Materialeigenschaften. Dissertation, TU Darmstadt, Fachgebiet Massivbau, Darmstadt, 2017.

**Hahn, V.; Hornung, K. (1968):** Untersuchung von Mörtelfugen unter vorgefertigten Stahlbetonstützen. Betonsteinzeitung, Heft 11, S.553-562, Bauverlag, Wiesbaden u. Frankfurt/M, 1968.

**Halasz, R. v.; Tantow, G. (1964):** Ausbildung der Fugen im Großtafelbau - Berichte aus der Bauforschung. Heft 39, Ernst & Sohn, Berlin, 1964.

**Hampel, T. (2006):** Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung. Dissertation, TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dresden, 2006.

- Hanke, V.; Siebel, E. (1995):** Erweiterte Grundlagen für die Betonzusammensetzung. Beton, 45, Heft 6, S.412-418, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1995.
- Hansen, T. C. (1960):** Creep and stress relaxation of concrete. Mitteilung Nr. 31, Schwed. Forschungsinstitut für Zement und Beton, Stockholm, 1960.
- Häupl, P.; Homann, M.; Kölzow, C.; Riese, O.; Maas, A.; Höfker, G.; Nocke, C.; Willems, W. (2017):** Lehrbuch der Bauphysik. 8. Auflage, S.1-851, 978-3-658-16073-9, Springer Vieweg, Wiesbaden, 2017.
- Hausmann, G. (2007):** Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften. Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2007.
- Hegger, J.; Walraven, J.; Häusler, F. (2010):** Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 105, Heft 4, S.206-215, Ernst & Sohn, Berlin, 2010.
- Heilmann, H. G. (1969):** Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton, 19, Heft 2, S.68-70, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1969.
- Heimann, M. (2013):** Dissertation: Tragwerkszuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus ultrahochfestem Beton. Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2013.
- Herrmann, M.; Haase, W. (2013):** Tragverhalten biege- und querkraftbeanspruchter Bauteile aus funktional gradiertem Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Volume 108, Heft 6, S.382-394, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2013.
- Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P. E. (1976):** Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, S.773-782, 1976.
- Hilsdorf, H. K. (1992):** Stoffgesetze für Beton in der CEB-FIP Mustervorschrift MC 90. In: Technologie und Anwendung der Baustoffe: zum 60. Geburtstag von Ferdinand S. Rostásy, S.95-104, Hrsg.: Budelmann, 3-433-01242-3, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1992.
- Hilsdorf, H. K.; Brameshuber, W. (1991):** Code-Type Formulation of Fracture Mechanics Concepts for Concrete. International Journal of Fracture, 51, S.61-72, Springer, 1991.
- Hiltscher, R.; Florin, G. (1968):** Darstellung der Spaltzugspannungen unter einer konzentrierten Last nach Guyon-Iyengar und nach Hiltscher und Florin. Die Bautechnik, Heft 6, S.196-200, 1968.

- Hoek, E.; Brown, E. (1980):** Empirical strength criterion for rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, S.1013-1036, American Society of Civil Engineers, New York, 1980.
- Hoff, G. C. (1994):** Observations on the Fatigue Behaviour of High-Strength Lightweight Concrete. Int. Conference on High Performance Concrete, Singapur, 1994.
- Hoff, G. C. (1992):** High strength lightweight aggregate concrete for arctic applications. In: SP-136: Structural Lightweight Aggregate Concrete Performance, Hrsg.: Holm ; Vaysburd, ACI SP 136, Detroit, 1992.
- Hordijk, D. A. (1990):** Deformation controlled uni axial tensile tests on concrete. Stevin-report 25.5.90-7 / VFA, TU Delft, Delft, 1990.
- Hordijk, D. A. (1991):** Local Approach to Fatigue of Concrete. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Delft, 1991.
- Hosser, D.; Richter, E.; Kampmeier, B. (2013):** Konstruktiver Brandschutz nach den Eurocodes. In: Beton-Kalender 2013 - Lebensdauer und Instandsetzung - Brandschutz, S.Teil II 1 - 62, 978-3-433-03000-4, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2013.
- JCSS, (2002):** JCSS Probabilistic Model Code. JCSS Probabilistic Model Code Part 3: Material Properties, 978-3-909386-79-6, 2002.
- Jensen, J. J.; Hammer, T. A.; Opheim, E.; Hansen, P. A. (1995):** Fire resistance of lightweight aggregate concrete. International Symposium on Structural Lightweight Aggregate, Sandefjord, 1995.
- Jungwirth, J. (2006):** Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus UHLFB. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2006.
- Klisinski, M (1985):** Degradation and Plastic Deformation of Concrete. PhD Thesis, Polish Academy of Sciences IFTR Report 38, 1985.
- Kollegger, J. (2005):** Vorgefertigtes Element aus hochfestem Beton für Stützen-Decken-Knoten. Patentschrift WO/2005/098160, TU Wien, Wien, 2005.
- König, G.; Hosser, D. (1982):** The simplified level II method and its application on the derivation of safety elements for level I. In: CEB Bulletin no. 147: Conceptual preparation of future codes - progress report (January 1982) , Comité Euro-International du Béton, Paris, 1982.
- König, G.; Minnert, J. (2000):** Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. In: Beton + Fertigteil Jahrbuch 2000, S.81-94, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 2000.

- König, G.; Minnert, J.; Saleh, H. (2001):** Stumpf gestoßene Fertigteilstützen aus Normalbeton. In: Beton + Fertigteil Jahrbuch 2001, S.110-121, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 2001.
- König, G.; Tue, N.; Ahner, C (1997):** Consistent safety format. CEB Bulletin d'Information No. 239, S.1-16, 1997.
- König, G.; Tue, N.; Pommerening, D. (1995a):** Safety concept for the application of nonlinear analysis in the design of concrete structures - General considerations. CEB Bulletin d'Information No. 229, S.13-31, 1995.
- König, G.; Tue, N.; Pommerening, D. (1995b):** Safety concept for the application on nonlinear analysis in the design of concrete structures - General considerations. Darmstadt Concrete - Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, Vol. 10, TH Darmstadt - Institut für Massivbau, Darmstadt, 1995.
- König, G.; Tue, N.; Saleh, H.; Kliver, J. (2003):** Herstellung und Bemessung stumpf gestoßener Fertigteilstützen. In: Beton + Fertigteil Jahrbuch, S.198-206, 3-936478-01-05, BertelsmannSpringer Bauverlag GmbH, Gütersloh, 2003.
- Kordina, K. (1957):** Stabilitätsuntersuchungen an Beton- und Stahlbetonsäulen. Dissertation, TU München, München, 1957.
- Kordina, K. (1964):** Knicksicherheitsnachweis ausmittig belasteter Druckglieder. Beton und Stahlbetonbau, Heft 8, S.181-190, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1964.
- Kordina, K.; Quast, U (1976):** Bemessung von schlanken Bauteilen - Knicksicherheitsnachweis. In: Betonkalender 1976, S.837-954, Ernst & Sohn, Berlin, 1976.
- Kott, Alexander (2007):** Zum Trag- und Resttragverhalten von Verbundsicherheitsglas. VDF, Hochschulverl. an der ETH, Zürich, 2007.
- Krampf, L. (1970):** Grundlagenversuche zum Verhalten von Konstruktionsleichtbeton unter Brandbeanspruchung bei Verwendung als Konstruktions- oder Vorsatzbeton unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse beim Schutzbau. Kurzberichte aus der Bauforschung, Sonderheft 11: Baulicher Zivilschutz, S.3-5, 1970.
- Kreller, H. (1989):** Zum nichtlinearen Trag- und verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1989.
- Kupfer, H.; Hilsdorf, H. K.; Rusch, H. (1969):** Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 66, Heft 8, S.656-666, 1969.
- Kurz, W. (1997):** Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Dissertation, TH Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 1997.

- Kvitsel, V. (2011):** Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und hochfestem Konstruktionsleichtbeton. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, 2011.
- Lee, J.; Fenves, G. L. (1998):** Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 124, Heft 8, S.892-900, 1998.
- Leonhardt, F. (1973):** Spannbeton für die Praxis. Ernst und Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1973.
- Leonhardt, F. (1984):** Vorlesungen über den Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1984.
- Leutbecher, T. (2007):** Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern verstärktem Stahlbeton am Beispiel ultrahochfesten Betons. Dissertation, Universität Kassel, Fachbereich Bauingenieurwesen, Kassel, 2007.
- Lieberum, K. H. (1987):** Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung. Dissertation, TH Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 1987.
- Lieberum, K.-H.; Proske, T. (2007):** Stahlbetonkopfbalken für Arcelor Profil Luxembourg S.A., Spundwandprofile, Versuchsteil 1 - Kleinkörperversuche. Untersuchungsbericht Nr. 56000010, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, 2007.
- Lubliner, J.; Oliver, J.; Oller, S.; Oñate, E. (1989):** A Plastic-Damage Model for Concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25. Heft 3, S.299-329, 1989.
- Mander, J.; Priestley, M.; Park, R. (1988a):** Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, Heft 8, S.1804-1826, 1988.
- Mander, J.; Priestley, M.; Park, R. (1988b):** Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, Heft 8, S.1827-1849, 1988.
- Mari, A.; Bairán, J.; Cladera, A.; Oller, E.; Ribas, C. (2015):** Shear flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 11, Heft 11, S.1399-1419, Taylor and Friends, 2015.
- Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V. (1998):** Tension Chord Model for Structural Concrete. *Structural Engineering International*, Vol. 8, Heft 4, S.287-298, 1998.
- Mazanec, O. (2008):** Mixing Time Optimization of UHPC. Dissertation, Universität Kassel, Fachgebiete Baustoffe und Massivbau, Kassel, 2008.

- Mechtcherine, V. (2001):** Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Dissertation, Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, 2001.
- Menetrey, P.; William, K.J. (1995):** Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. Structural Journal, Vol. 92, Heft 3, S.311-318, ACI, 1995.
- Meyer, J.; König, G. (1998):** Verformungsfähigkeit der Beton-Biegedruckzone – Spannungs-Dehnungs-Linien für die nichtlineare Berechnung. Beton und Stahlbetonbau, 93, S.189-194 und S.224-228, Berlin, 1998.
- Mills, L. L.; Zimmermann, R. M. (1970):** Compressive Strength of Plain Concrete Under Multiaxial Loading Conditions. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 67, Heft 10, S.802-807, 1970.
- Minnert, J.; Günther, G. (2007):** Bemessungsvorschlag für die verstärkte Querbewehrung bei mehrgeschossigen Ort betonstützen ohne Übergreifungsstoß der Längsbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 102, Heft 2, S.88-97, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co KG, Berlin, 2007.
- Minnert, J.; Majer, J.; Mertens, R. (2002):** Bemessung und Konstruktion von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen. Beton- und Stahlbetonbau, 97, Heft 4, S.202-211, Ernst und Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2002.
- Model Code 2010, (2013):** fib Model Code for Concrete Structures 2010. Model Code 2010 978-3-433-03061-5, Ernst & Sohn Verlag GmbH, 2013.
- Mohr, O. (1906):** Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik. Ernst & Sohn, Berlin, 1906.
- Mörsch, E. (1924):** Über die Berechnung der Gelenkquader. Beton und Eisen, Heft 12, S.156-161, 1924.
- Müller, H.; Reinhardt, H.-W.; Wiens, U. (2012):** Beton. In: Beton-Kalender 2012: Infrastrukturbau, Befestigungstechnik, Eurcode 2, S.304-458, Hrsg.: Bergmeister; Fingerloos; Wörner, Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- Müller, H. S.; Wiens, U. (2016):** Beton. In: Beton Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter., S.1-168, Hrsg.: Bergmeister; Fingerloos; Wörner, 9783433603413, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2016.
- Nilsen, A. U; Monteiro, P. J. M.; Gjorv, O. E. (1995):** Estimation of the elastic moduli of lightweight aggregate. Cement and Concrete Research, Vol. 25, Heft 2, 1995.
- Ospina, C. E.; Alexander, S. D. (1998):** Transmission of interior concrete column loads through floors. Journal of Structural Engineering, Vol 124, Heft 6, S.602-610, Elsevier, 1998.

- Ottosen, N. S. (1977):** A Failure Criterion for Concrete. Journal of Engineering Mechanics - Division ASCE, Vol. 103, 1977.
- Ottosen, N. S. (1979):** Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete. Journal of the Engineering Mechanics - Division 105, S.127-141, ASCE, 1979.
- Ottosen, N. S.; Ristinmaa, M. (2005):** The Mechanics of Constitutive Modeling. S.745, 9780080446066, Elsevier Science, London, 2005.
- Ozbolt, J. (1995):** Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Habilitation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1995.
- Palm, S.; Proske, T.; Rezvani, M.; Hainer, S.; Christoph, M.; Graubner, C.-A. (2016):** Cements with high limestone content – Mechanical properties, durability and ecological characteristics of the concrete. Construction and Building Materials, Vol. 119, S.308-318, 2016.
- Pessiki, S.; Pieroni, A. (1997):** Axial Load Behavior of Large-Scale Spirally-Reinforced High-Strength Concrete Columns. ACI Structural Journal, Vol. 94, Heft 3, S.304-313, 1997.
- Peterson, P.E. (1980a):** Fracture energy of concrete: Method of determination. Cement and Concrete Research, Vol. 10, Heft 1, S.79-89, Elsevier, 1980.
- Peterson, P. E. (1980b):** Fracture energy of concrete: Practical performance and experimental results. Cement and Concrete Research, Vol. 10, Heft 1, S.91-101, Elsevier, 1980.
- Pisthol, W.; Rechenauer, C.; Scheuerer, B. (2016):** Handbuch der Gebäudetechnik - Band 2: Heizung, Lüftung, Beleuchtung, Energiesparen. Band 2, 9. überarbeitete Auflage, S.825, 9783846205891, Bundesanzeiger Verlag, Köln, 2016.
- Pramono, (1988):** Numerical Simulation of Distributed and Localized Failure in Concrete. PhD Thesis, University of Colorado-Boulder, 1988.
- Proske, T.; Hainer, S.; Rezvani, M.; Graubner, C.-A. (2013c):** Eco-Friendly Concretes with Reduced Water and Cement Contents – Mix Design Principles and Laboratory Tests. Cement and Concrete Research, Volume 51, S.38-46, 2013.
- Quast, U. (1994b):** Zum nichtlinearen Berechnen im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 89, Heft 10, S.280-284, Berlin, 1994.
- Quast, U. (1994a):** Zum nichtlinearen Berechnen im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 89, Heft 9, S.253-253, Berlin, 1994.

- Quirke, I. (2004):** Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Rahmeninnenknoten aus Stahlbeton. Dissertation, TU Kaiserslautern, Massivbau und Baukonstruktion, Kaiserslautern, 2004.
- Quirke, I.; Ramm, W.; Schnell, J. (2006):** Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stützen-Decken-Knoten aus Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 101, Heft 3, S.163-174, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2006.
- Rankine, W. J. M. (1858):** Manual of Applied Mechanics. London, 1858.
- Reinhardt, H.-W. (2007):** Beton. In: Beton-Kalender 2007: Verkehrsbauten, Flächentragwerke., S.355-478, Hrsg.: Bergmeister; Wörner, 9783433018330, Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- Rommel, G. (1993):** Zum Tragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung. Dissertation, TH Darmstadt, Darmstadt, 1993.
- RILEM, TC (1994):** FMC 1 Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. In: RILEM Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, S.99-101, E & FN SPON, 1994.
- Rinnhofer, G.; Burtcher, S. L.; Kollegger, J. (2008):** Stützen-Decken-Knoten für Schleuderbetonstützen. Beton- und Stahlbetonbau, Vol 103, Heft 9, S.609-616, Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- Roggendorf, T. (2010):** Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung. Dissertation, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Aachen, 2010.
- Röhm, C. (2012):** Zum Tragverhalten von Rahmenknoten mit Stahlfaserbeton unter zyklischer Beanspruchung. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Stuttgart, 2012.
- Rühl, M. (2001):** Einfluss der rezyklierten Gesteinskörnung auf die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton. Dissertation, TU Darmstadt, Darmstadt, 2001.
- Rüsch, H. (1975):** Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton, 25, Heft 2, S.55-58, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1975.
- Saatcioglu, M.; Razvi, S. R. (1992):** Strength and ductility of confined concrete. Journal of Structural Engineering, Volume 118, Heft 6, S.1590-1607, Elsevier, New York, 1992.
- Saleh, H. (2002):** Ein Beitrag zur Untersuchung und Bemessung von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus normalfestem Beton. Dissertation, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Leipzig, 2002.



- Sargious, M. (1960):** Beitrag zur Ermittlung der Hauptzugspannungen am Endauflager vorgespannter Betonbalken. Dissertation, TH Stuttgart, Stuttgart, 1960.
- Schäfer, H. G.; Brandt, B. (1974):** Verbindungen von Stahlbetonfertigteilstützen. Band 18, Forschungsreihe der Bauindustrie, Frankfurt/Main, 1974.
- Scheerer, S. (2009):** Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung - Eine experimentelle Analyse. Dissertation, TU Dresden, Institut für Massivbau, Dresden, 2009.
- Schickert, G. (1981):** Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. Bautechnik, 58; Heft 2, S.52-57, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1981.
- Schlaich, J.; Schäfer, K. (2001):** Konstruieren im Stahlbetonbau.. In: Beton-Kalender 2001, S.311-487, Ernst & Sohn Verlag GmbH, 2001.
- Schleeh, W. (1961):** Die Rechteckscheibe mit beliebiger Belastung der kurzen Ränder. Beton- und Stahlbetonbau, S.72-83, Berlin, 1961.
- Scholz, U. (1989):** Verhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung bei Kurzzeitbelastung. Dissertation, TU München, München, 1989.
- Schubert, Peter (1999):** Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Mauerwerkskalender 1999, S.89-106, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1999.
- Scott, D.; Park, R.; Priestley, M. (1982):** Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. ACI Journal, 79 Volume 1, S.13-27, 1982.
- Seelmann, F. (1997):** Tragverhalten von gedrunenen Wänden aus hochfestem Normalbeton unter Berücksichtigung des Knickverhaltens der Längsbewehrung. Dissertation, TH Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 1997.
- Shah, A. A. (2004):** Experimental Investigation of High Performance/ High Strength Concrete Columns with Intervening Normal Strength Concrete Slabs. Dissertation, Universität Leipzig, Leipzig, 2004.
- Shamim, A. Sheikh; Uzumeri, S. M. (1982):** Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. Journal of the Structural Division, Vol. 108, Issue 12, S.2703-2722, Elsevier, New York, 1982.
- Shu, C.-C.; Hawkins, N. M. (1992):** Behavior of columns continuous through concrete floors. ACI Structural Journal, Vol. 89, Heft 4, S.405-416, Elsevier, 1992.
- Sievers, H. (1952):** Die Berechnung von Auflagerbänken und Auflagerquadern von Brückenpfeilern. Der Bauingenieur, S.209-213, 1952.

- Sievers, H. (1956):** Über den Spannungszustand im Bereich der Ankerplatten von Spanngliedern vorgespannter Stahlbetonkonstruktionen. *Der Bauingenieur*, S.134-135, 1956.
- Sigrist, V. (1995):** Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern. Forschungsbericht, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, 1995.
- Simsch, G. (1994):** Tragverhalten von hochbeanspruchten Druckstützen aus hochfestem Normalbeton. Dissertation, TH Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 1994.
- Six, M. (2001):** Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2001.
- Somerville, G. (1972):** The behaviour of mortar joints in compression. Technical Report 42, 42.476, Cement and Concrete Association, London, 1972.
- Spaethe, G. (1992):** Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Auflage, Springer-Verlag, Wien, 1992.
- Speck, K. (2007):** Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung. Dissertation, TU Dresden, Dresden, 2007.
- Strauss, A.; Bergmeister, K.; Novák, D.; Lehky, D. (2004):** Stochastische Parameteridentifikation bei Konstruktionsbeton für die Betonerhaltung. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 99, Heft 12, S.967-974, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co KG, Berlin, 2004.
- Tepfers, R. (1973):** A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Dissertation, Chalmers University of Technology, Department of Structural Engineering and Mechanics, Concrete Structures, Göteborg, 1973.
- Teworte, F. (2014):** Zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Aachen, 2014.
- Trunk, B; Wittmann, F. H. (1998):** Experimental investigation into the size dependence of fracture mechanics parameters. *Fracture mechanics of concrete structures. Proc. Third Int. Conf. of Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Vol. 3, S.1937-1948, Freiburg, 1998.
- Tue, N. V.; Dietz, J.; Shah, A. A. (2005):** Vorschlag für die Bemessung der Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 100, Heft 2, S.132-138, Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- Tue, N. V.; Küchler, M.; Ma, J.; Henze, S (2006):** Überlegungen zur anwendungsorientierten Stoffzusammensetzung von UHFB. *Beton- und Stahlbetonbau*, 101, Heft 11, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2006.

- Tue, N. V.; Schenck, G.; Schwarz, J. (2007):** Eine kritische Betrachtung des zusätzlichen Sicherheitsbeiwertes für hochfesten Beton. Bauingenieur, 82, S.39-46, Berlin, 2007.
- v. Halász, R.; Bohle, W.** Tragfähigkeit von flachen Mörtelfugen stumpfgestoßener Stahlbetonfertigteilstützen. TU Berlin, Institut für Baukonstruktion und Festigkeit, Berlin.
- Van Mier, J. G. M. (1986):** Multi-axial Strain-softening of concrete, Part I: fracture. Materials and Structures, Vol. 19, Nr. 111, S.179-190, Rilem, 1986.
- Vos, E. (1983):** Influence of Loading Rate and Radial Pressure on Bond in Reinforced Concrete. Dissertation, Delft University, Delft, 1983.
- Walraven, J. C. (1995):** Structural lightweight Concrete: Recent research. HERON, Vol. 40, Nr. 1, Delft, 1995.
- Walraven, J. C. (1999):** Confining Action of Reinforcement. Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance – Volume 1: Introduction, Design Process, Materials, fib Bulletin No. 1, Lausanne, 1999.
- Wefer, M. (2010):** Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, Universität Hannover, Institut für Baustoffe, Hannover, 2010.
- Weigler, H.; Karl, S. (1972):** Stahlleichtbeton - Herstellung, Eigenschaften, Ausführung. Bauverlag, Wiesbaden/Berlin, 1972.
- Weiske, R. (2004):** Durchleitung hoher Stützenlasten bei Stahlbetonflachdecken. Dissertation, TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 2004.
- Wesche, K. (1993):** Baustoffe für tragende Bauteile: Beton, Mauerwerk. 2, Bauverlag, Berlin, 1993.
- Willam, K. J.; Warnke, E. P (1974):** Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. IABSE Report , Vol. 19, ISMES Bergmot, 1974.
- Willems, W.; Schild, K. (2013):** Wärmebrücken - Berechnung, Bewertung, Vermeidung. In: Bauphysik Kalender 2013, S.429-468, Hrsg.: Fouad, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2013.
- Wischers, G. (1978):** Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanspruchungen auf Beton. Beton, 28, S.63-67 (Heft 2) und S.98-103 (Heft 3), Beton-Verlag, Düsseldorf, 1978.
- Wittmann, F.-H. (2002):** Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete. Sâdhanâ, Vol. 27, Heft 4, S.413-423, Indien, 2002.

- Wittmann, F.-H. (1983):** Structure of concrete with respect to crack formation. Developments in civil engineering ; 7, 0444421998, Elsevier, Amsterdam, 1983.
- Wörner, J.-D.; Schneider, J.; Fink, A. (2001):** Glasbau : Grundlagen, Berechnung, Konstruktion. S.61-77, 3540668810, Springer, Berlin, 2001.
- Zalewski, S.; Schacht, G.; Bachmann, H.; Curbach, M. (2013):** Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen unter Berücksichtigung einer außergewöhnlichen Stoßbelastung. Beton- und Stahlbetobau 108, Vol. 108, Heft 7, S.441-451, Ernst & Sohn Verlag GmbH & CO KG, Berlin, 2013.
- Zeier, J. (2017a):** Thermische Entkopplung von Druckgliedern aus Stahlbeton. In: Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, Band 2, S.57-68, ISBN: 978-3-00-057267-8, Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2017.
- Zeier, J. (2017b):** Thermische Entkopplung von Druckgliedern aus Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau, Band 112, Heft 7, S.496-496, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2017.
- Zeier, J.; Graubner, C.-A. (2017):** Thermisch entkoppelte Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen. BFT International, Heft 2, Bauverlag, Gütersloh, 2017.
- Zhang, M.-H.; Gjorv, O. E. (1990):** Pozzolanic reactivity of lightweight aggregates. Cement and Concrete Research, Vol. 20, S.884-890, 1990.
- Zhang, M.-H.; Gjorv, O. E. (1992):** Penetration of cement paste into lightweight aggregate. Cement and Concrete Research, Vol. 22, S.47-55, 1992.
- Zilch, K.; Zehetmaier, G. (2010):** Bemessung im konstruktiven Betonbau. 978-3-540-70637-3, Springer Verlag, Berlin, 2010.
- Zimmermann, G. (2003):** Bauschäden-Sammlung, Sachverhalt – Ursachen – Sanierung.. 1-14, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1974-2003.
- Zimmermann, T.; Lehky, D.; Strauss, A. (2016):** Correlation among selected fracture-mechanical parameters of concrete obtained from experiments and inverse analyses. Structural Concrete, S.1751-7648, Ernst & Sohn, Berlin, 2016.
- Zimmermann, T.; Strauss, A.; Lehky, D.; Novák, D.; Keršner, Z. (2014):** Stochastic fracture-mechanical characteristics of concrete based on experiments and inverse analysis. Construction and Building Materials, Vol. 73, S.535-543, Elsevier, 2014.

## 9 ANHANG

Anhang A – Gemessene Festigkeiten in den Versuchen.....	240
Anhang B – Druckfestigkeitsentwicklung über die Zeit.....	252
Anhang C – Rechnerische Festigkeiten in den Versuchen.....	256
Anhang D – Gemessene Festigkeiten der Bewehrung der Versuchskörper.....	258
Anhang E – Eingangswerte und Ergebnisse der Querschnittsberechnung mit INCA2...	259
Anhang F – Aufzeichnungen der Messergebnisse der Versuche.....	260
Anhang G – In der Modellierung verwendete Exzentrizitäten.....	291
Anhang H – Ergebnisse der Parameterstudie.....	292

### Anhang A – Gemessene Festigkeiten in den Versuchen

1. Versuchsreihe 1: Druckfestigkeit Stütze
2. Versuchsreihe 1: Elastizitätsmodul Normalbeton
3. Versuchsreihe 1: Druckfestigkeit Leichtbeton
4. Versuchsreihe 2: Druckfestigkeit Normalbeton
5. Versuchsreihe 2: Druckfestigkeit Decke
6. Versuchsreihe 2: Elastizitätsmodul Normalbeton
7. Versuchsreihe 2: Elastizitätsmodul UHPC
8. Versuchsreihe 3: Druckfestigkeit Normalbeton
9. Versuchsreihe 3: Druckfestigkeit Leichtbeton
10. Versuchsreihe 3: Elastizitätsmodul Normalbeton
11. Versuchsreihe 4: Druckfestigkeit Normalbeton
12. Versuchsreihe 4: Druckfestigkeit Leichtbeton
13. Versuchsreihe 4: Druckfestigkeit Decke
14. Versuchsreihe 4: Elastizitätsmodul Normalbeton
15. Versuchsreihe 4: Elastizitätsmodul UHPC
16. Versuchsreihe 5: Druckfestigkeit Normalbeton
17. Versuchsreihe 5: Druckfestigkeit Decke
18. Versuchsreihe 5: Druckfestigkeit Leichtbeton
19. Versuchsreihe 5: Druckfestigkeit Vergussmörtel
20. Versuchsreihe 5: Elastizitätsmodul Stütze
21. Versuchsreihe 5: Elastizitätsmodul Decke
22. Vergleich der Zylinder- und Würfel Druckfestigkeit des Leichtbetons

## 1. Versuchsreihe 1: Druckfestigkeit Stütze

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{c,cube}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>
W1.1	13	63,2
W1.2	13	57,3
W1.3	13	62,0
W1.4	15	63,7
W1.5	15	64,2
W1.6	15	60,7
W1.7	17	62,7
W1.8	17	60,0
W1.9	17	62,4
W1.10	22	68,0
W1.11	22	64,0
W1.12	22	69,5
W1.13	24	67,1
W1.14	24	64,0
W1.15	24	66,8
W1.16	28	71,3
W1.17	28	67,0
W1.18	28	65,3

## 2. Versuchsreihe 1: Elastizitätsmodul Normalbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_c$	$E_{cm,23d}$	$E_{cm,28d}^*$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z1.1	23	35400	33944	34155
Z1.2	23	33850		
Z1.3	23	32581		

$E_{cm,28d}^*$ : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit  $s = 0,2$  für CEM II/A 52,5N

## 3. Versuchsreihe 1: Druckfestigkeit Leichtbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{lc,cube100}$	$f_{lc,cube}$	$f_{lcm}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
W <sub>LC</sub> 1.1	>90	61,4	59,6	55,71
W <sub>LC</sub> 1.2	>90	58,7	56,9	
W <sub>LC</sub> 1.3	>90	55,2	53,5	
W <sub>LC</sub> 1.4	>90	59,3	57,5	
W <sub>LC</sub> 1.5	>90	58,1	56,3	
W <sub>LC</sub> 1.6	>90	53,2	51,6	
W <sub>LC</sub> 1.7	>90	59,1	57,3	
W <sub>LC</sub> 1.8	>90	61,4	59,6	
W <sub>LC</sub> 1.9	>90	57,2	55,5	
W <sub>LC</sub> 1.10	>90	50,7	49,2	

$f_{lc,cube100}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 100 mm Kantenlänge,  $f_{lc,cube}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge (Umrechnung nach Gl. 3–30),  $f_{lcm}$ : Mittelwert der Druckfestigkeit des Leichtbetons;

## 4. Versuchsreihe 2: Druckfestigkeit Normalbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{c,cube}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>
W2.1	24	45,0
W2.2	24	44,8
W2.3	24	43,1
W2.4	26	44,3
W2.5	26	45,2
W2.6	26	48,6
W2.7	26	44,7
W2.8	26	46,1
W2.9	26	45,3

## 5. Versuchsreihe 2: Druckfestigkeit Decke

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{UHPC,cube100}$	$f_{UHPC,cube}$	$f_{UHPCm}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
W <sub>UHPC</sub> 2.1	28	161,6	156,5	155,2
W <sub>UHPC</sub> 2.2	28	161,0	155,9	
W <sub>UHPC</sub> 2.3	28	153,3	148,5	
W <sub>UHPC</sub> 2.4	33	161,5	156,4	
W <sub>UHPC</sub> 2.5	33	156,1	151,2	
W <sub>UHPC</sub> 2.6	33	157,9	152,9	
W <sub>UHPC</sub> 2.7	35	160,1	155,0	
W <sub>UHPC</sub> 2.8	35	166,2	160,9	
W <sub>UHPC</sub> 2.9	35	164,7	159,5	

$f_{lc,cube100}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 100 mm Kantenlänge,  $f_{lc,cube}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge (Umrechnung nach Gl. 3–30),  $f_{lcm}$ : Mittelwert der Druckfestigkeit des Leichtbetons;

## 6. Versuchsreihe 2: Elastizitätsmodul Normalbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_c$	$E_{cm,33d}$	$E_{cm,28d}^*$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z2.1	33	31761	32362	32171
Z2.2	33	31296		
Z2.3	33	34030		

$E_{cm,28d}^*$ : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit  $s = 0,2$  für CEM II/A 52,5N

## 7. Versuchsreihe 2: Elastizitätsmodul UHPC

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_{UHPC}$	$E_{UHPCm,42d}$	$E_{UHPCm,28d}^*$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z <sub>UHPC</sub> 2.1	42	43682	44876	44262
Z <sub>UHPC</sub> 2.2	42	44191		
Z <sub>UHPC</sub> 2.3	42	46754		

$E_{cm,28d}^*$ : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit  $s = 0,2$  für CEM II/A 52,5N



## 8. Versuchsreihe 3: Druckfestigkeit Normalbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{c,cube}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>
W3.1a	7	40,1
W3.2a	7	47,5
W3.3a	7	47,8
W3.4a	8	48,4
W3.5a	8	49,1
W3.6a	8	48,4
W3.7a	28	51,2
W3.8a	28	59,7
W3.9a	28	60,7
W3.10a	28	57,5
W3.11a	28	57,2
W3.1b	6	59,5
W3.2b	6	59,7
W3.3b	6	60,1
W3.4b	9	62,9
W3.5b	9	55,6
W3.6b	9	60,4

## 9. Versuchsreihe 3: Druckfestigkeit Leichtbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{lc,cube100}$	$f_{lc,cube}$	$f_{lcm}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
W <sub>LC,Charge1</sub> 3.1	>90	60,6	58,7	57,58
W <sub>LC,Charge1</sub> 3.2	>90	53,6	51,9	
W <sub>LC,Charge2</sub> 3.3	>90	59,4	57,6	
W <sub>LC,Charge2</sub> 3.4	>90	59,7	57,8	
W <sub>LC,Charge3</sub> 3.5	>90	64,7	62,7	
W <sub>LC,Charge3</sub> 3.6	>90	58,7	56,8	

$f_{lc,cube100}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 100 mm Kantenlänge,  $f_{lc,cube}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge (Umrechnung nach Gl. 3–30),  $f_{lcm}$ : Mittelwert der Druckfestigkeit des Leichtbetons;

## 10. Versuchsreihe 3: Elastizitätsmodul Normalbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_c$	$E_{cm,8d}$	$E_{cm,28d}^*$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z3.1a	8	31331	31556	33248
Z3.2a	8	32035		
Z3.3a	8	32796		
Z3.4a	8	30874		
Z3.5a	8	31704		
Z3.6a	8	30595		
Z3.1b	8	34371	34182	36015
Z3.2b	8	33805		
Z3.3b	8	34370		

$E_{cm,28d}^*$ : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit  $s = 0,2$  für CEM II/A 52,5N

## 11. Versuchsreihe 4: Druckfestigkeit Normalbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{c,cube}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>
W4.1	38	45,7
W4.2	38	45,6
W4.3	38	46,9
W4.4	42	48,1
W4.5	42	42,1
W4.6	42	46,7
W4.7	42	46,3
W4.8	42	46,0
W4.9	42	45,3
W4.10	42	47,2
W4.11	42	45,5
W4.12	42	47,3
W4.13	42	45,3
W4.14	42	46,9

## 12. Versuchsreihe 4: Druckfestigkeit Leichtbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{ic}$	$f_{icm}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	
W <sub>LC,Charge1</sub> 4.1	>90	48,5	49,6
W <sub>LC,Charge1</sub> 4.2	>90	45,4	
W <sub>LC,Charge1</sub> 4.3	>90	49,8	
W <sub>LC,Charge1</sub> 4.4	>90	53,8	
W <sub>LC,Charge1</sub> 4.5	>90	50,5	
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.1	>90	51,6	53,9
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.2	>90	52,5	
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.3	>90	55,4	
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.4	>90	56,1	
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.5	>90	52,6	
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.6	>90	56,5	
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.7	>90	52,4	
W <sub>LC,Charge2</sub> 4.8	>90	53,8	

$f_{ic,cube}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge,  $f_{icm}$ : Mittelwert der Druckfestigkeit des Leichtbetons;

## 13. Versuchsreihe 4: Druckfestigkeit Decke

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{UHPC,cube100}$	$f_{UHPC,cube}$	$f_{UHPCm}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
W <sub>UHPC</sub> 4.1	60	113,5	109,9	134,4
W <sub>UHPC</sub> 4.2	60	154,5	149,6	
W <sub>UHPC</sub> 4.3	60	138,2	133,8	
W <sub>UHPC</sub> 4.4	60	128,9	124,8	
W <sub>UHPC</sub> 4.5	60	150,8	146,0	
W <sub>UHPC</sub> 4.6	60	146,9	142,3	

$f_{ic,cube100}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 100 mm Kantenlänge,  $f_{ic,cube}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge (Umrechnung nach Gl. 3–30),  $f_{icm}$ : Mittelwert der Druckfestigkeit des Leichtbetons;

## 14. Versuchsreihe 4: Elastizitätsmodul Normalbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_c$	$E_{cm,42d}$	$E_{cm,28d}^*$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z4.1	42	32309	34058	33592
Z4.2	42	31309		
Z4.3	42	33321		
Z4.4	42	33652		
Z4.5	42	36315		
Z4.6	42	34078		
Z4.7	42	34329		
Z4.8	42	33963		
Z4.9	42	35844		
Z4.10	42	35105		
Z4.11	42	31482		
Z4.12	42	36984		
$E_{cm,28d}^*$ : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit s = 0,25 für CEM III 42,5N				

## 15. Versuchsreihe 4: Elastizitätsmodul UHPC

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_{UHPC}$	$E_{UHPCm,42d}$	$E_{UHPCm,28d}^*$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z <sub>UHPC</sub> 4.1	42	37891	38255	36539
Z <sub>UHPC</sub> 4.2	42	38528		
E <sub>cm,28d</sub> <sup>*</sup> : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit s = 0,2 für hochfeste Betone nach DIN EN 1992-1-1 (2011)				

[illegible]

[illegible]

## 18. Versuchsreihe 5: Druckfestigkeit Leichtbeton

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{lc}$	$f_{lcm}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.1	>90	54,0	57,5
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.2	>90	60,4	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.3	>90	61,4	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.4	>90	48,6	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.5	>90	58,3	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.6	>90	59,6	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.7	>90	57,8	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.8	>90	58,0	
W <sub>LC,Charge1</sub> 5.9	>90	59,3	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.10	>90	56,8	55,5
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.11	>90	55,1	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.12	>90	48,1	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.13	>90	56,1	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.14	>90	48,7	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.15	>90	59,2	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.16	>90	59,0	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.17	>90	58,1	
W <sub>LC,Charge2</sub> 5.18	>90	58,1	
W <sub>LC,Charge3</sub> 5.19	>90	53,1	53,8
W <sub>LC,Charge3</sub> 5.20	>90	54,7	
W <sub>LC,Charge3</sub> 5.21	>90	57,5	
W <sub>LC,Charge3</sub> 5.22	>90	56,8	
W <sub>LC,Charge3</sub> 5.23	>90	45,8	
W <sub>LC,Charge3</sub> 5.24	>90	55,0	
W <sub>LC,Charge4</sub> 5.25	>90	62,0	56,2
W <sub>LC,Charge4</sub> 5.26	>90	63,3	
W <sub>LC,Charge4</sub> 5.27	>90	60,8	
W <sub>LC,Charge4</sub> 5.28	>90	49,7	
W <sub>LC,Charge4</sub> 5.29	>90	55,3	
W <sub>LC,Charge4</sub> 5.30	>90	46,1	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.31	>90	51,5	51,0
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.32	>90	51,6	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.33	>90	47,6	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.34	>90	53,1	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.35	>90	53,4	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.36	>90	54,3	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.37	>90	55,9	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.38	>90	42,7	
W <sub>LC,Charge5</sub> 5.39	>90	48,7	

$f_{lc,cube}$ : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge,  $f_{lcm}$ : Mittelwert der Druckfestigkeit des Leichtbetons;

## 19. Versuchsreihe 5: Druckfestigkeit Vergussmörtel

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{\text{Vergussmörtel,cube100}}$	$f_{\text{Vergussmörtel,cube}}$	$f_{\text{Vergussmörtel,m28d}}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.1</sub>	21	70,4	66,9	78,4
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.2</sub>	21	77,8	73,9	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.3</sub>	21	72,8	69,1	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.4</sub>	22	76,3	72,5	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.5</sub>	22	74,5	70,8	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.6</sub>	22	75,6	71,8	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.7</sub>	23	79,7	75,7	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.8</sub>	23	77,8	73,9	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.9</sub>	23	78,6	74,7	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.10</sub>	26	81,1	77,1	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.11</sub>	26	79,7	75,7	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.12</sub>	26	78,8	74,8	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.13</sub>	27	78,4	74,5	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.14</sub>	27	75,6	71,8	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.15</sub>	27	78,9	75,0	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.16</sub>	27	87,5	83,1	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.17</sub>	27	81,0	76,9	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.18</sub>	27	85,5	81,2	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.19</sub>	29	86,1	81,8	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.20</sub>	29	82,4	78,3	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.21</sub>	29	85,7	81,4	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.22</sub>	29	82,5	78,4	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.23</sub>	29	85,2	80,9	
W <sub>Vergussmörtel,Charge1_5.24</sub>	29	81,2	77,2	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.25</sub>	34	83,7	77,0	77,5
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.26</sub>	34	91,0	83,7	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.27</sub>	34	85,5	78,7	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.28</sub>	36	81,2	74,7	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.29</sub>	36	88,3	81,3	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.30</sub>	36	90,2	82,9	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.31</sub>	39	86,9	80,0	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.32</sub>	39	85,9	79,0	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.33</sub>	39	83,4	76,8	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.34</sub>	41	84,7	77,9	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.35</sub>	41	90,6	83,4	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.36</sub>	41	90,5	83,3	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.37</sub>	42	83,4	76,7	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.38</sub>	42	84,3	77,5	
W <sub>Vergussmörtel,Charge2_5.39</sub>	42	83,9	77,2	
f <sub>Vergussmörtel,cube100</sub> : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 100 mm Kantenlänge, f <sub>Vergussmörtel,cube</sub> : Würfeldruckfestigkeit an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge (Umrechnung nach Gl. 3–30), f <sub>Vergussmörtel,m28d</sub> : Mittelwert der Druckfestigkeit des Vergussmörtels:				

## 20. Versuchsreihe 5: Elastizitätsmodul Stütze

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_c$	$E_{cm,t}$	$E_{cm,28d}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z5.1a	21	24725	24588	25266*
Z5.2a	21	24012		
Z5.3a	21	25028		
Z5.4a	23	23210	23960	
Z5.5a	23	24704		
Z5.6a	23	23967		
Z5.7a	27	25791	25232	
Z5.8a	27	24688		
Z5.9a	27	25216		
Z5.1b	28	30578	29622	29523**
Z5.2b	28	28909		
Z5.3b	28	29378		
Z5.4b	30	30713	29424	
Z5.5b	30	29040		
Z5.6b	30	28519		
Z5.1c	28	23052	22618	22802*
Z5.2c	28	22071		
Z5.3c	28	22731		
Z5.4c	35	22779	23171	
Z5.5c	35	23574		
Z5.6c	35	23161		
Z5.7c	44	21894	22666	
Z5.8c	44	23378		
Z5.9c	44	22725		

\* Wert nach Gl. 3–29 bestimmt mit s = 0,38 für CEM III 32,5 N, \*\* Wert nach Gl. 3–29 bestimmt mit s = 0,2 für hochfeste Betone

\* Wert nach Gl. 3–29 bestimmt mit  $s = 0,38$  für CEM III 32,5 N, \*\* Wert nach Gl. 3–29 bestimmt mit  $s = 0,2$  für hochfeste Betone

## 21. Versuchsreihe 5: Elastizitätsmodul Decke

Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$E_c$	$E_{cm,t}$	$E_{cm,28d}^*$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z <sub>Decke</sub> 5.1a	21	29682	30456	30481
Z <sub>Decke</sub> 5.2a	21	31967		
Z <sub>Decke</sub> 5.3a	21	29720		
Z <sub>Decke</sub> 5.4a	26	29637	31032	
Z <sub>Decke</sub> 5.5a	26	30527		
Z <sub>Decke</sub> 5.6a	26	32931		
Z <sub>Decke</sub> 5.7a	30	30108	29930	
Z <sub>Decke</sub> 5.8a	30	29886		
Z <sub>Decke</sub> 5.9a	30	29797		
Z <sub>Decke</sub> 5.1b	26	30972	30538	30525
Z <sub>Decke</sub> 5.2b	26	31004		
Z <sub>Decke</sub> 5.3b	26	29639		
Z <sub>Decke</sub> 5.4b	33	31216	30500	
Z <sub>Decke</sub> 5.5b	33	29924		
Z <sub>Decke</sub> 5.6b	33	30359		
Z <sub>Decke</sub> 5.7b	42	32582	32066	
Z <sub>Decke</sub> 5.8b	42	31582		
Z <sub>Decke</sub> 5.9b	42	32035		
$E_{cm,28d}^*$ : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit s = 0,20 für hochfeste Betone				

$E_{cm,28d}^*$ : Mittels Gl. 3–29 berechneter Wert mit  $s = 0,20$  für hochfeste Betone

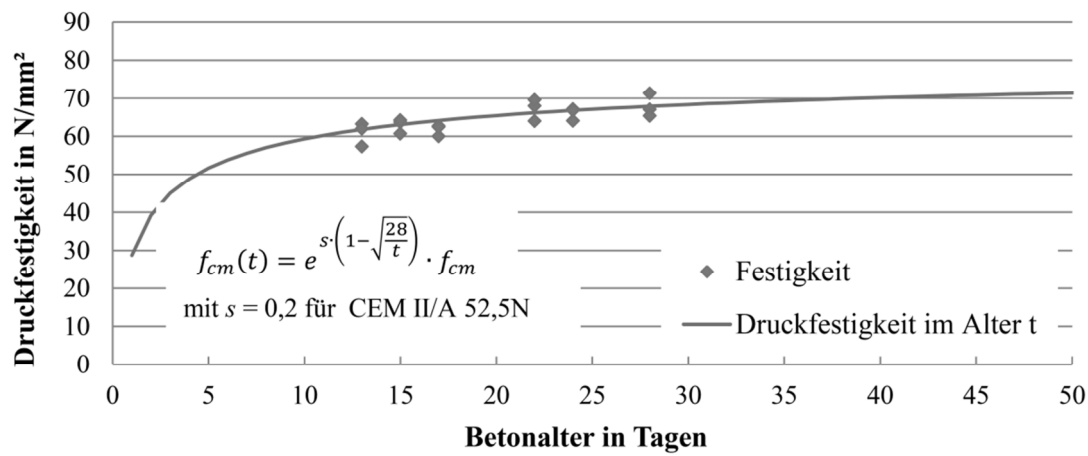


## 22. Vergleich der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit des Leichtbetons

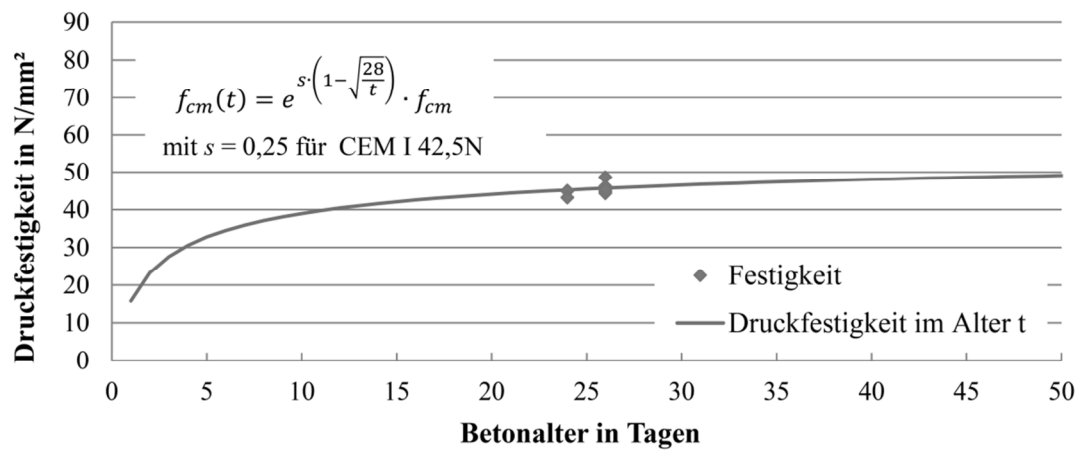
Bezeichnung	Betonalter bei der Prüfung	$f_{lc}$	$f_{lcm}$
Einheit	t	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
W <sub>LC1</sub>	>90	55,0	53,2
W <sub>LC2</sub>	>90	51,4	
Z <sub>LC1</sub>	>90	58,1	55,6
Z <sub>LC2</sub>	>90	53,4	
Z <sub>LC3</sub>	>90	55,2	

## Anhang B – Druckfestigkeitsentwicklung über die Zeit

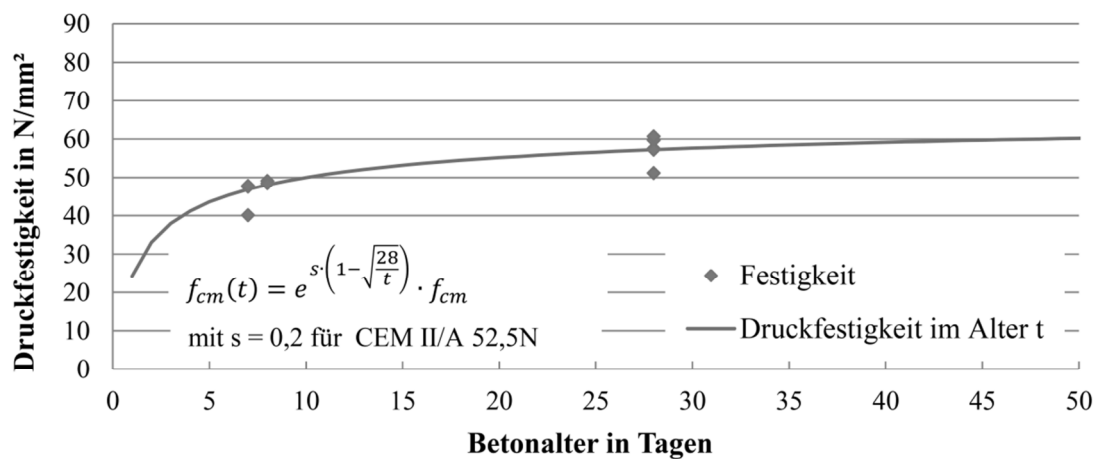
Normalbeton Versuchsreihe 1:



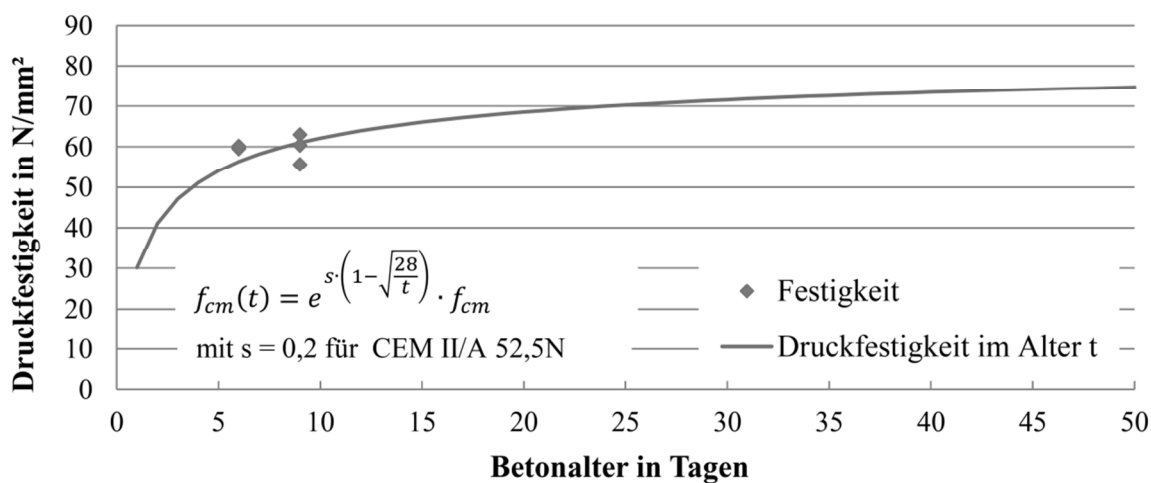
Normalbeton Versuchsreihe 2:



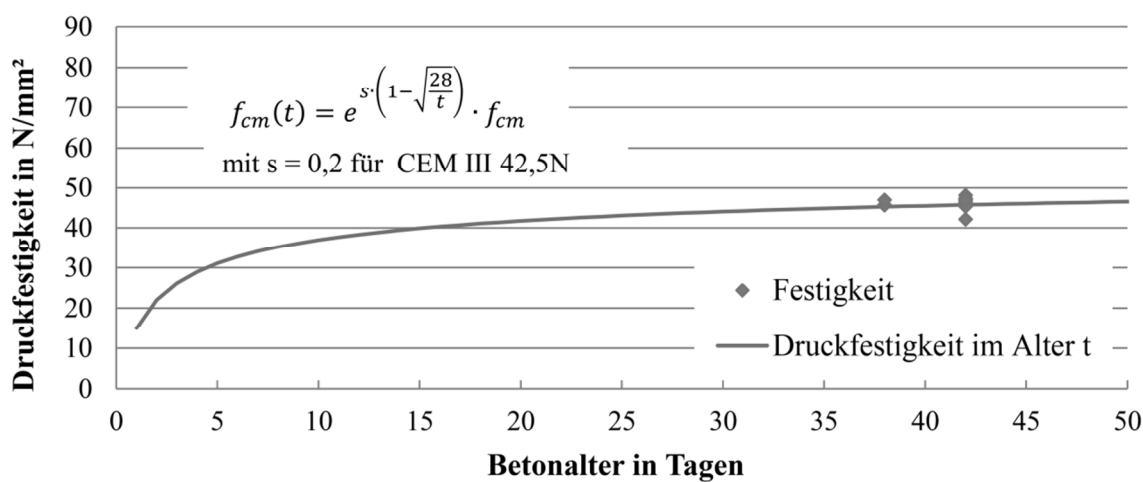
Normalbeton Versuchsreihe 3a



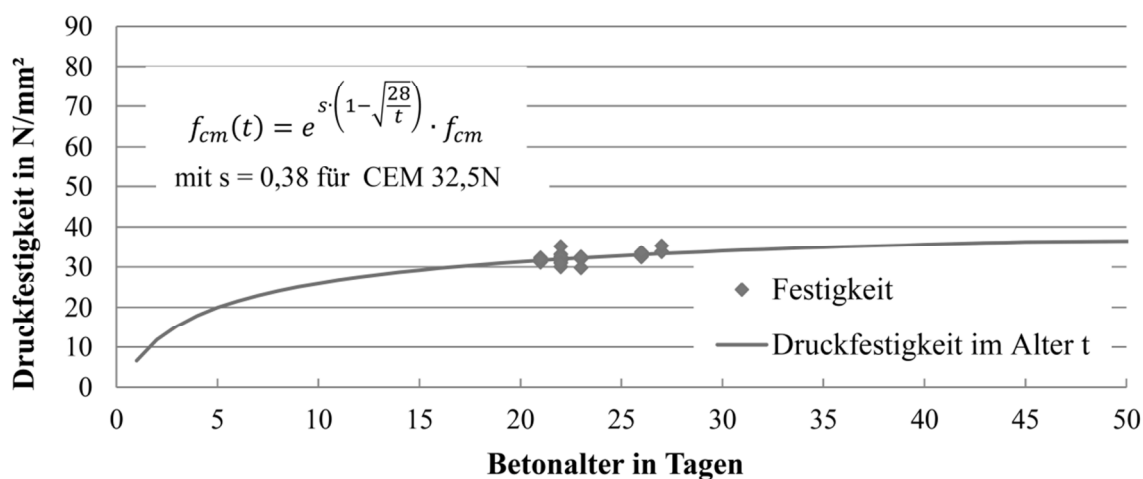
Normalbeton Versuchsreihe 3b



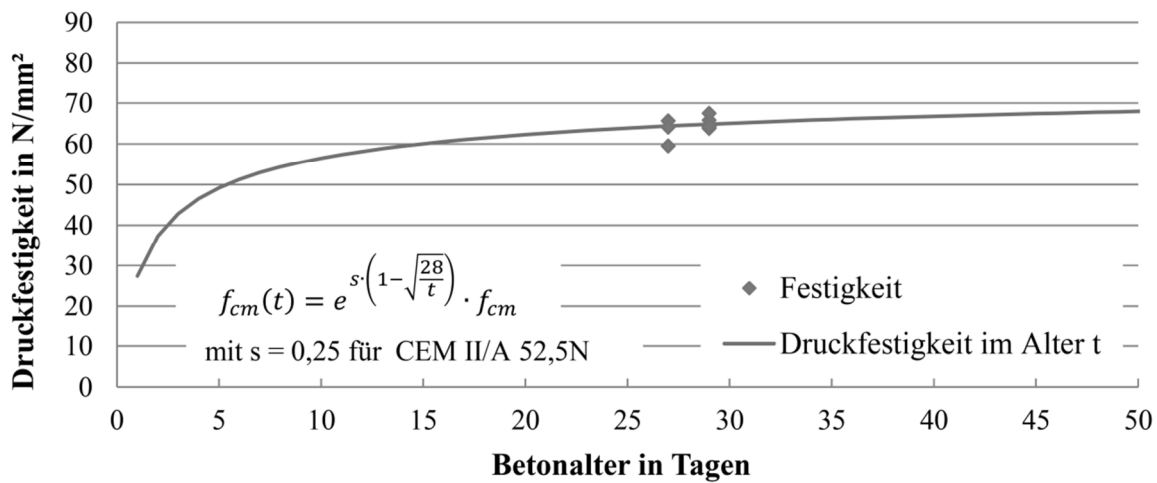
Normalbeton Versuchsreihe 4



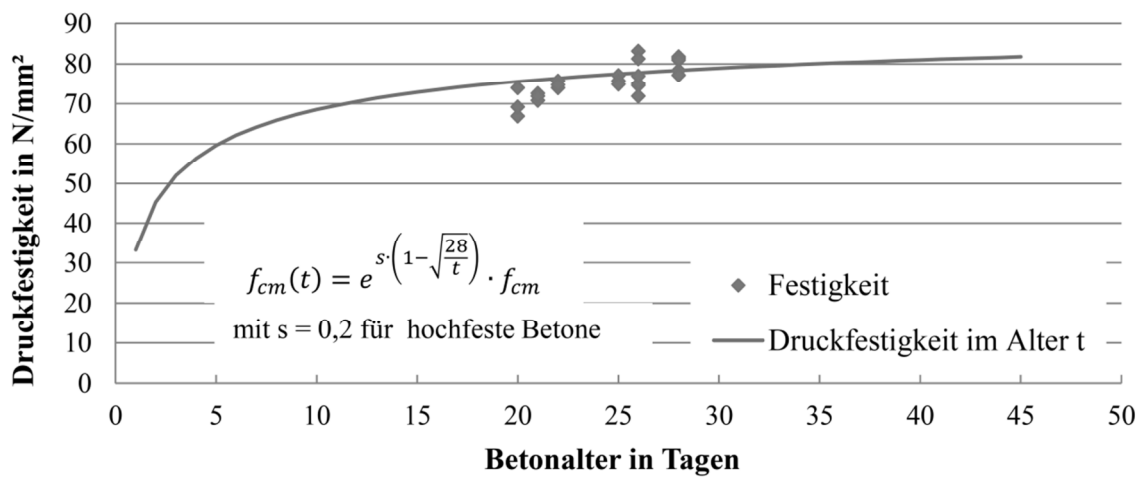
Stütze Versuchsreihe 5 – Teil 1 (V5.1 bis V5.6)



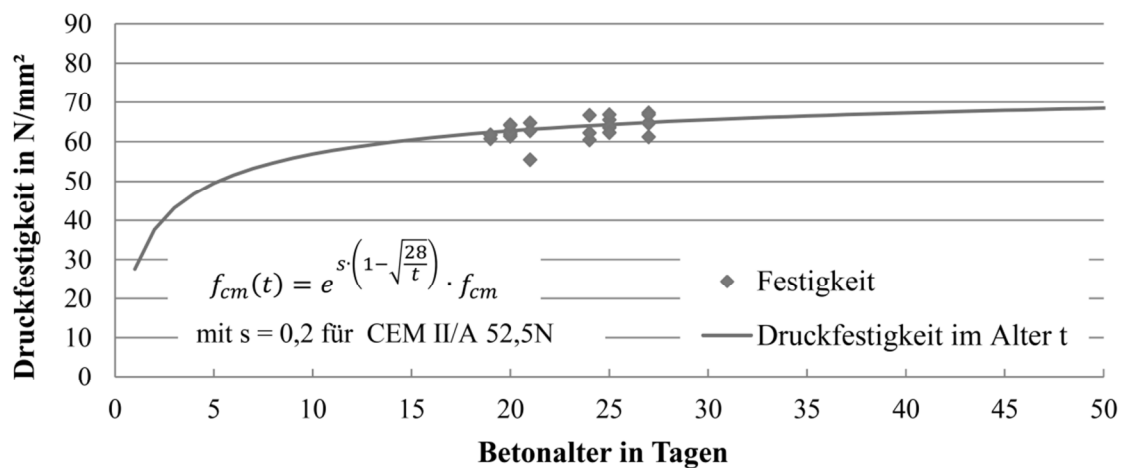
Stütze Versuchsreihe 5 – Teil 1 (V5.7 bis V5.9)



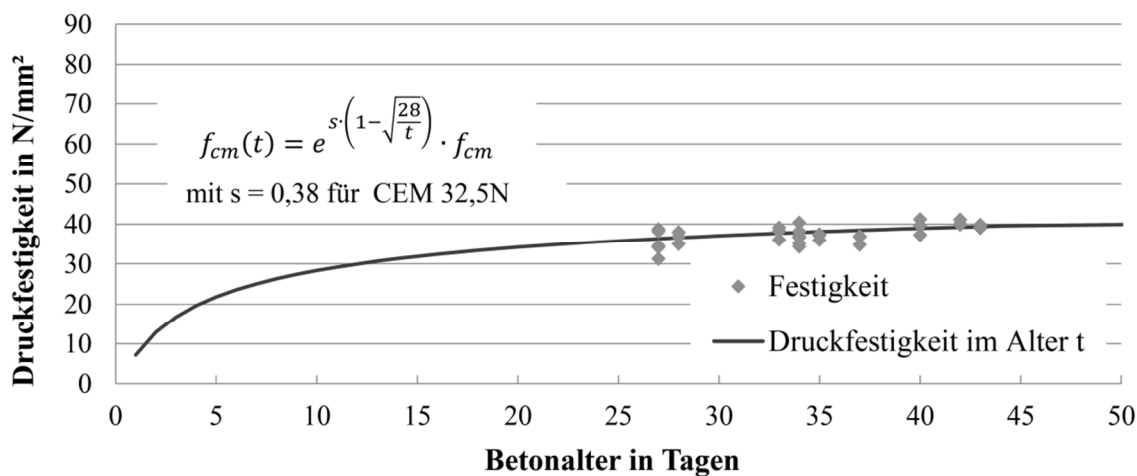
Vergussmörtel Versuchsreihe 5 – Teil 1 (V5.1 bis V5.9)



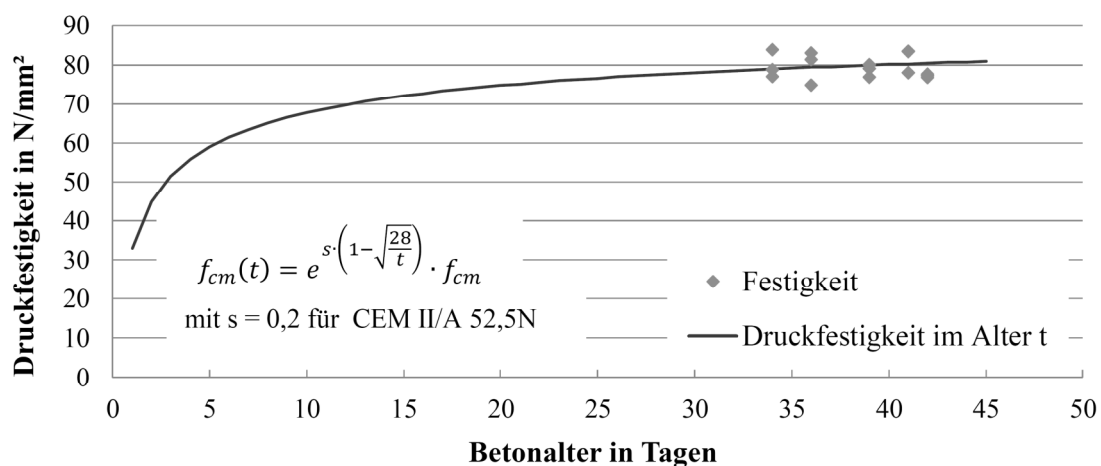
Decke Versuchsreihe 5 – Teil 1 (V5.1 bis V5.9)



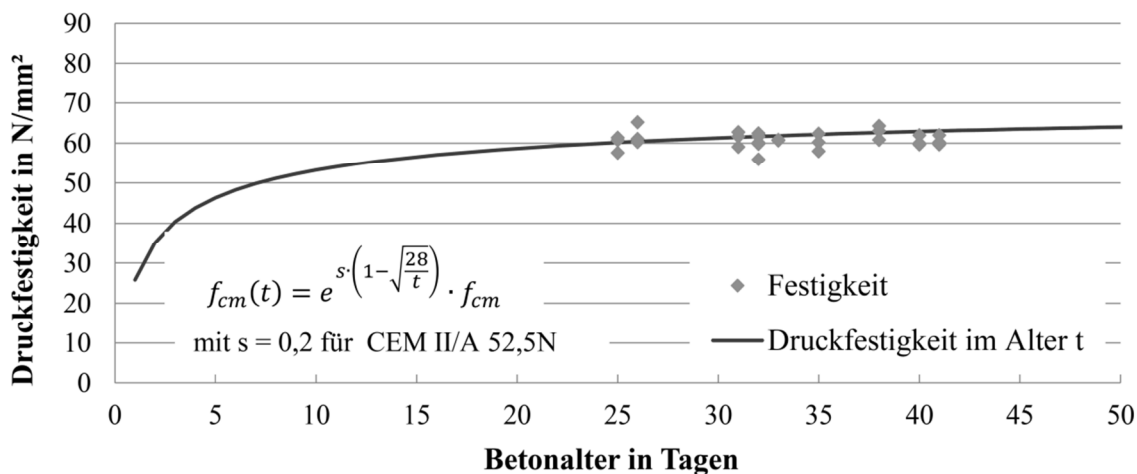
## Stütze Versuchsreihe 5 – Teil 2 (V5.10 bis V5.20)



## Vergussmörtel Versuchsreihe 5 – Teil 2 (V5.10 bis V5.20)



## Decke Versuchsreihe 5 – Teil 2 (V5.10 bis V5.20)



## Anhang C – Rechnerische Festigkeiten in den Versuchen

Versuch	Bereich	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm}$	$f_{c,cube,28d}$	$E_{cm}$
	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
V1.1	Decke	61,82	3,66	67,88	33210
	Element	55,71	2,99	-	14660
	Stütze	61,82	3,66	67,88	33210
V1.2	Decke	63,08	3,72	67,88	33412
	Element	55,71	2,99	-	14660
	Stütze	63,08	3,72	67,88	33412
V1.3	Decke	64,14	3,77	67,88	33579
	Element	55,71	2,99	-	14660
	Stütze	64,14	3,77	67,88	33579
V1.4	Decke	66,16	3,87	67,88	33893
	Element	55,71	2,99	-	14660
	Stütze	66,16	3,87	67,88	33893
V1.5	Decke	66,80	3,89	67,88	33991
	Element	55,71	2,99	-	14660
	Stütze	66,80	3,89	67,88	33991
V2.1	Decke	155,2	-	155,2	44262
	Element	Ohne LC-Element			
	Stütze	45,22	2,84	46,13	31979
V2.2	Decke	155,2	-	155,2	44262
	Element	Ohne LC-Element			
	Stütze	45,70	2,86	46,13	32081
V3.1	Decke	155,20	-	155,2	44262
	Element	54,70	2,97	-	14827
	Stütze	46,86	3,10	57,24	31312
V3.2	Decke	155,20	-	155,2	44262
	Element	54,70	2,97	-	14827
	Stütze	48,09	3,18	57,24	31556
V3.3	Decke	155,20	-	155,2	44262
	Element	54,70	2,97	-	14827
	Stütze	60,99	4,05	71,06	34402
Ref. I	Decke	155,20	-	155,2	44262
(V3.4)	Element	Ohne LC-Element			
	Stütze	56,34	3,74	71,06	33593
V4.1	Decke	127,7	7,01	-	38255
	Element	53,9	2,91	-	14260
	Stütze	45,40	2,67	43,70	33979
V4.2	Decke	127,7	7,01	-	38255
	Element	53,9	2,91	-	14260
	Stütze	44,72	2,63	43,70	33826

Versuch	Bereich	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm}$	$f_{c,cube,28d}$	$E_{cm}$
	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
V4.3	Decke	127,7	7,01	-	38255
	Element	53,9	2,91	-	14260
	Stütze	44,86	2,64	43,70	33859
V4.4	Decke	127,7	7,01	-	38255
	Element	49,6	2,76	-	13909
	Stütze	45,52	2,68	43,70	34006
V4.5	Decke	127,7	7,01	-	38255
	Element	49,6	2,76	-	13909
	Stütze	45,75	2,69	43,70	34058
Ref. II	Decke	127,7	7,01	-	38255
(V4.6)	Element	Ohne LC-Element			
	Stütze	45,40	2,67	43,70	33979
V5.1	Decke	62,35	3,78	64,80	30125
	Element	53,80	2,91	-	14252
	VM	75,55	4,23	78,40	39563
	Stütze	31,60	1,95	33,50	24825
V5.2	Decke	62,73	3,79	64,80	30181
	Element	53,80	2,91	-	14252
	VM	75,98	4,26	78,40	39630
	Stütze	31,92	1,97	33,50	24900
V5.3	Decke	62,73	3,79	64,80	30181
	Element	57,50	3,06	-	14822
	VM	75,98	4,26	78,40	39630
	Stütze	31,92	1,97	33,50	24900
V5.4	Decke	63,09	3,84	64,80	30233
	Element	57,50	3,06	-	14822
	VM	76,38	4,35	78,40	39694
	Stütze	32,22	1,98	33,50	24970
V5.5	Decke	64,04	3,85	64,80	30368
	Element	57,50	3,06	-	14822
	VM	77,46	4,38	78,40	39860
	Stütze	33,03	2,03	33,50	25158
Ref. III	Decke	64,32	3,85	64,80	30408
(V5.6)	Element	Ohne LC-Element			
	VM	Ohne LC-Element			
	Stütze	33,28	2,04	33,50	25214

Versuch	Bereich	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm}$	$f_{c,cube,28d}$	$E_{cm}$
	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
V5.7	Decke	64,84	3,87	64,80	30481
	Element	55,50	2,99	-	14609
	VM	78,37	4,38	78,40	40000
	Stütze	64,85	3,61	64,60	29554
V5.8	Decke	64,32	3,86	64,80	30408
	Element	55,50	2,99	-	14609
	VM	77,78	4,38	78,40	39910
	Stütze	64,39	3,58	64,60	29490
V5.9	Decke	64,84	3,87	64,80	30481
	Element	55,50	2,99	-	14609
	VM	78,37	4,38	78,40	40000
	Stütze	64,85	3,61	64,60	29554
Ref. IV	Decke	60,17	3,69	60,88	30419
(V5.10)	Element	Ohne LC-Element			
	VM	Ohne LC-Element			
	Stütze	36,34	2,22	36,59	22754
Ref. V	Decke	60,88	3,71	60,88	30525
(V5.11)	Element	Ohne LC-Element			
	VM	Ohne LC-Element			
	Stütze	36,59	2,23	36,59	22802
Ref. VI	Decke	61,48	3,74	60,88	30616
(V5.12)	Element	Ohne LC-Element			
	VM	Ohne LC-Element			
	Stütze	37,71	2,29	36,59	23008
Ref. VII	Decke	61,67	3,76	60,88	30644
(V5.13)	Element	Ohne LC-Element			
	VM	Ohne LC-Element			
	Stütze	37,90	2,71	36,59	23044

Versuch	Bereich	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm}$	$f_{c,cube,28d}$	$E_{cm}$
	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Ref. VIII	Decke	61,67	3,76	60,88	30644
(V5.14)	Element	Ohne LC-Element			
	VM	Ohne LC-Element			
	Stütze	37,90	2,71	36,59	23044
V5.15	Decke	61,85	3,76	60,88	30670
	Element	56,19	3,05	-	15521
	VM	78,93	4,42	77,48	40223
	Stütze	38,09	2,72	36,59	23078
V5.16	Decke	62,01	3,76	60,88	30695
	Element	56,19	3,05	-	15521
	VM	79,13	4,42	77,48	40254
	Stütze	38,27	2,73	36,59	23111
V5.17	Decke	62,18	3,77	60,88	30719
	Element	56,19	3,05	-	15521
	VM	79,33	4,43	77,48	40284
	Stütze	38,45	2,73	36,59	23143
V5.18	Decke	62,63	3,79	60,88	30786
	Element	50,99	2,81	-	13970
	VM	79,88	4,45	77,48	40368
	Stütze	38,94	2,76	36,59	23231
V5.19	Decke	62,90	3,80	60,88	30826
	Element	50,99	2,81	-	13970
	VM	80,22	4,46	77,48	40419
	Stütze	39,24	2,77	36,59	23284
V5.20	Decke	63,03	3,80	60,88	30845
	Element	50,99	2,81	-	13970
	VM	80,38	4,47	77,48	40443
	Stütze	39,38	2,78	36,59	23310

VM: Vergussmörtel,  $f_{cm,cube}$ : Würfeldruckfestigkeit,  $f_{ctm,sp}$ : Spaltzugfestigkeit,  $f_{c,cube,28d}$ : Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen,  $E_{cm}$ : Elastizitätsmodul;

## Anhang D – Gemessene Festigkeiten der Bewehrung der Versuchskörper

Versuch	Art	Ø in mm	$A_0$ in mm <sup>2</sup>	$f_y$ in N/mm <sup>2</sup>	$f_t$ in N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{uk}$ in %
V1.1 – V1.5	Längsstäbe	25	491	554	668	14,4
	Bügel	8	50	567	649	9,6
	Edelstahlbügel	8	51	731	888	10,2
V2.1 - V2.2	Längsstäbe	25	492	519	636	11,9
	Bügel	8	51	541	616	8,0
	Zusatzbügel <sup>11</sup>	10	79	500	550	5,0
V3.1- Ref. I (V3.4)	Längsstäbe	25	492	519	636	11,9
	Bügel	8	51	541	616	8,0
	Zusatzbügel <sup>11</sup>	10	79	500	550	5,0
	Edelstahlbügel	8	51	731	888	10,2
V4.1 - Ref. II (V4.6)	Längsstäbe	14	153	545	609	6,9
	Längsstäbe	25	488	575	677	9,6
	Bügel	8	51	560	633	7,0
	Zusatzbügel	10	78	558	625	7,7
	Edelstahlbügel	8	51	753	864	6,0
V5.1 – V5.9	Längsstäbe	25	495	571	684	10,1
	Bügel	8	51	541	612	7,6
	Zusatzbügel	10	79	813	913	7,4
	Edelstahlbügel	10	79	824	940	5,4
V5.10 – V5.20	Längsstäbe	14	153	551	631	8,3
	Längsstäbe	25	495	571	682	8,6
	Bügel	8	50	544	609	8,0
	Zusatzbügel	10	79	813	913	7,4
	Edelstahlbügel	10	79	824	940	5,4

Ø: Stabdurchmesser,  $A_0$ : Querschnittsfläche bei Beginn der Prüfung,  $f_y$ : Streckgrenze,  $f_t$ : Zugfestigkeit,  $\epsilon_{uk}$ : Gesamtdehnung bei Bruch;

<sup>11</sup> Materialkennwerte gemäß Vorgabe aus der Literatur

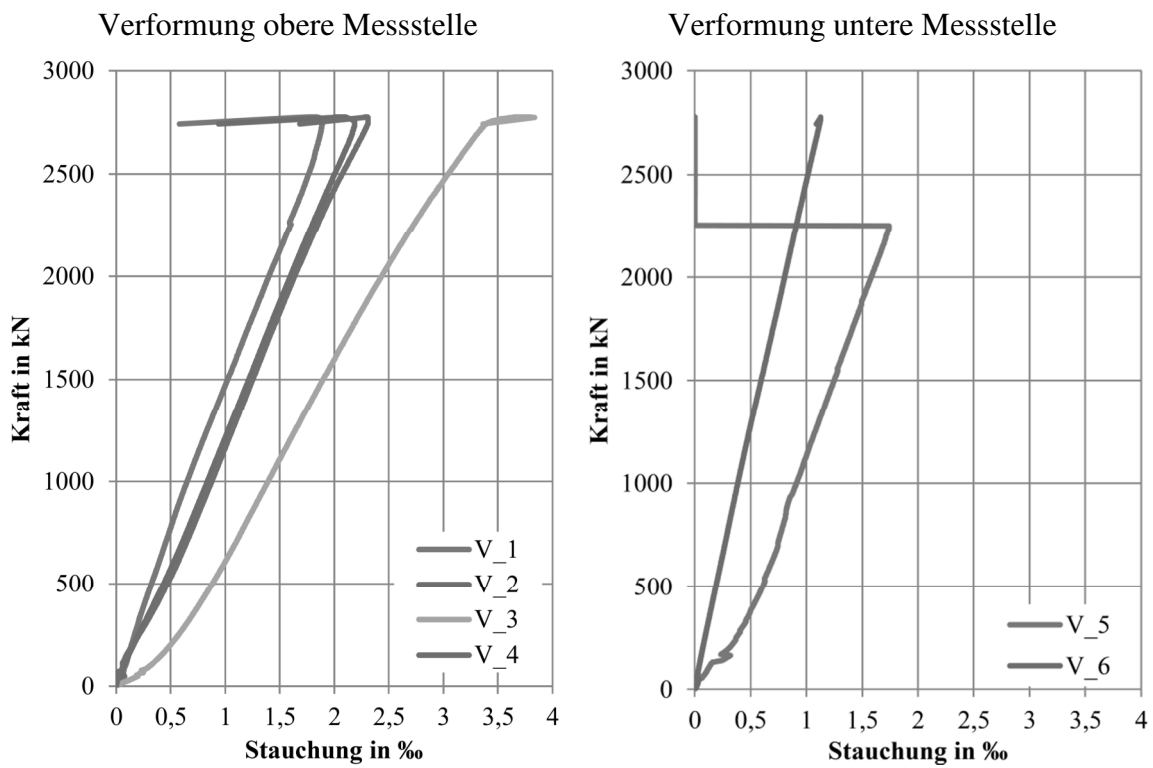


## Anhang E – Querschnittstragfähigkeiten berechnet mit INCA2

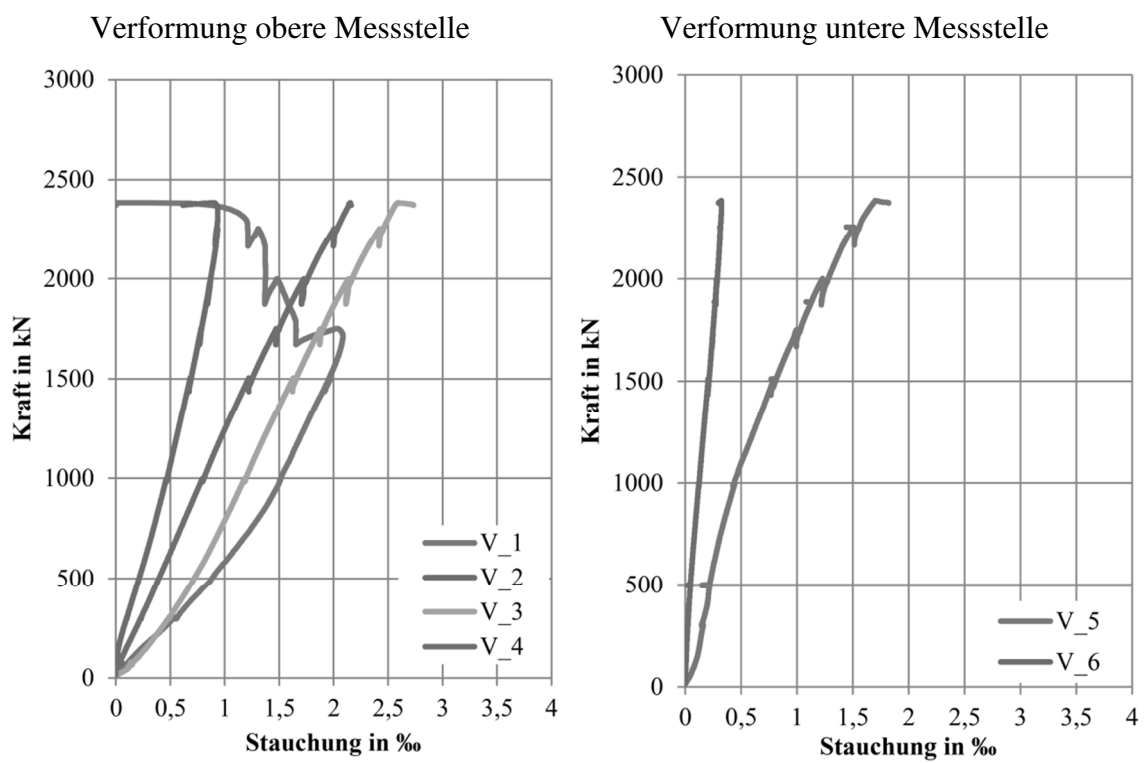
Versuch	$f_{c,cyl,Versuch}$	$f_{s,Versuch}$	$ e_x $	$ e_y $	$N_{R,Theorie,Stütze,OS}$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	kN
V1.1	50,7	554	3	5	3622
V1.2	51,7	554	17	2	3274
V1.3	52,6	554	38	3	2586
V1.4	54,3	554	39	1	2586
V1.5	54,8	554	38	2	2639
V2.1	37,1	519	22	1	2388
V2.2	37,5	519	21	5	2429
V3.1	38,4	519	11	6	2728
V3.2	39,4	519	14	1	2724
V3.3	50,0	519	9	2	3284
Ref. I (V3.4)	46,2	519	21	1	2707
V4.1	37,2	545	26	3	1892
V4.2	36,7	545	28,5	8	1810
V4.3	36,8	545	32	10	1743
V4.4	37,3	575	27	12,5	2188
V4.5	37,5	575	31	5	2193
Ref. II (V4.6)	37,2	545	34	12	1723
V5.1	25,9	572	24,5	2,5	1797
V5.2	26,2	572	26	1,5	1773
V5.3	26,2	572	31,5	5,5	1661
V5.4	26,4	572	23	4	1838
V5.5	27,1	572	24	1,5	1831
Ref. III (V5.6)	27,3	572	26	1	1807
V5.7	53,2	572	25,5	2	2842
V5.8	52,8	572	24,5	2	2871
V5.9	53,2	572	27,5	0,5	2703
Ref. IV (V5.10)	29,8	572	25	0	1938
Ref. V (V5.11)	30,0	572	20	1	2070
Ref. VI (V5.12)	30,9	551	19	1	1593
Ref. VII (V5.13)	31,1	551	17	0	1602
Ref. VIII (V5.14)	31,1	551	23	1	1532
V5.15	31,2	551	25	1,5	1516
V5.16	31,4	551	21	2	1593
V5.17	31,5	551	18	3	1668
V5.18	31,9	572	17	17,5	2010
V5.19	32,2	572	15,5	17,5	2044
V5.20	32,3	572	15	13	2141

Anhang F – Aufzeichnungen der Messergebnisse der Versuche

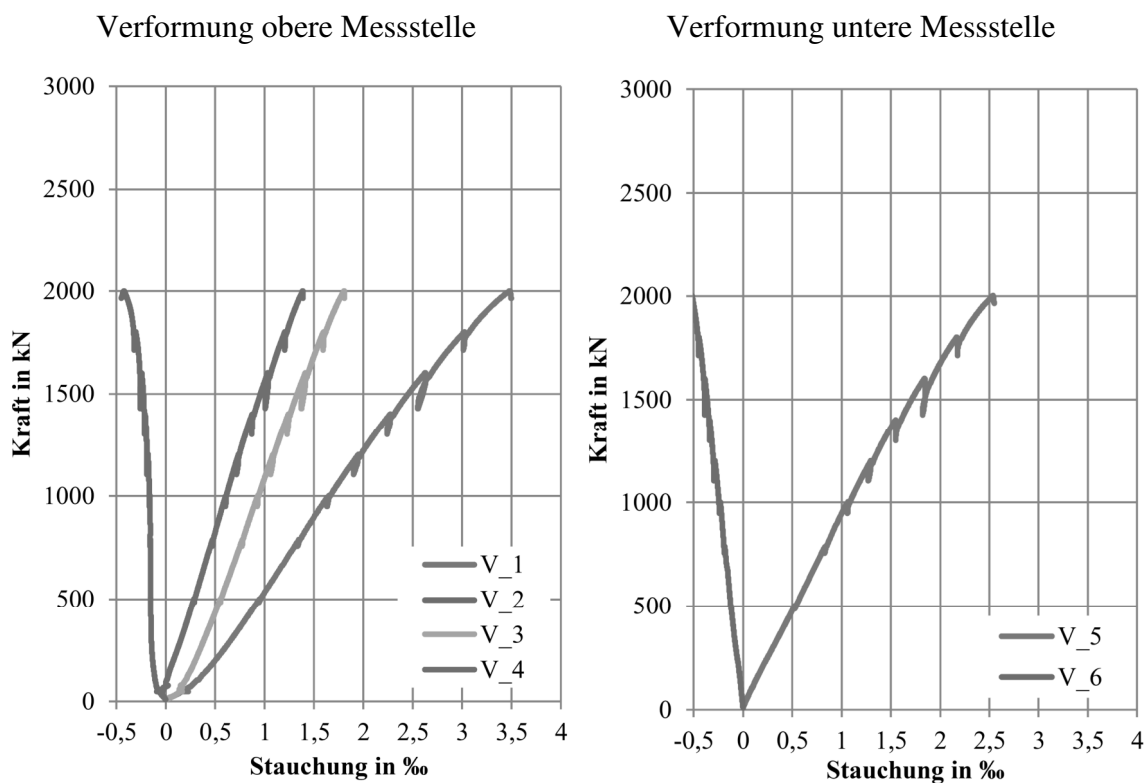
Aufzeichnungen Stütze V1.1



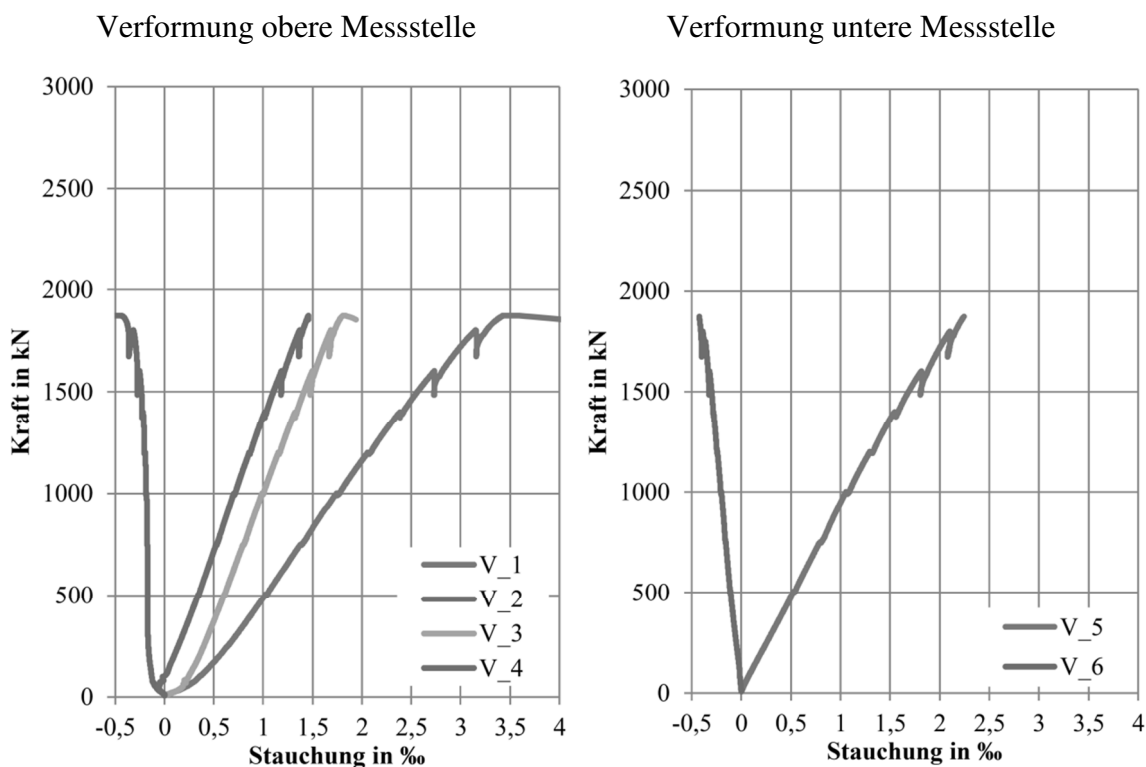
Aufzeichnungen Stütze V1.2



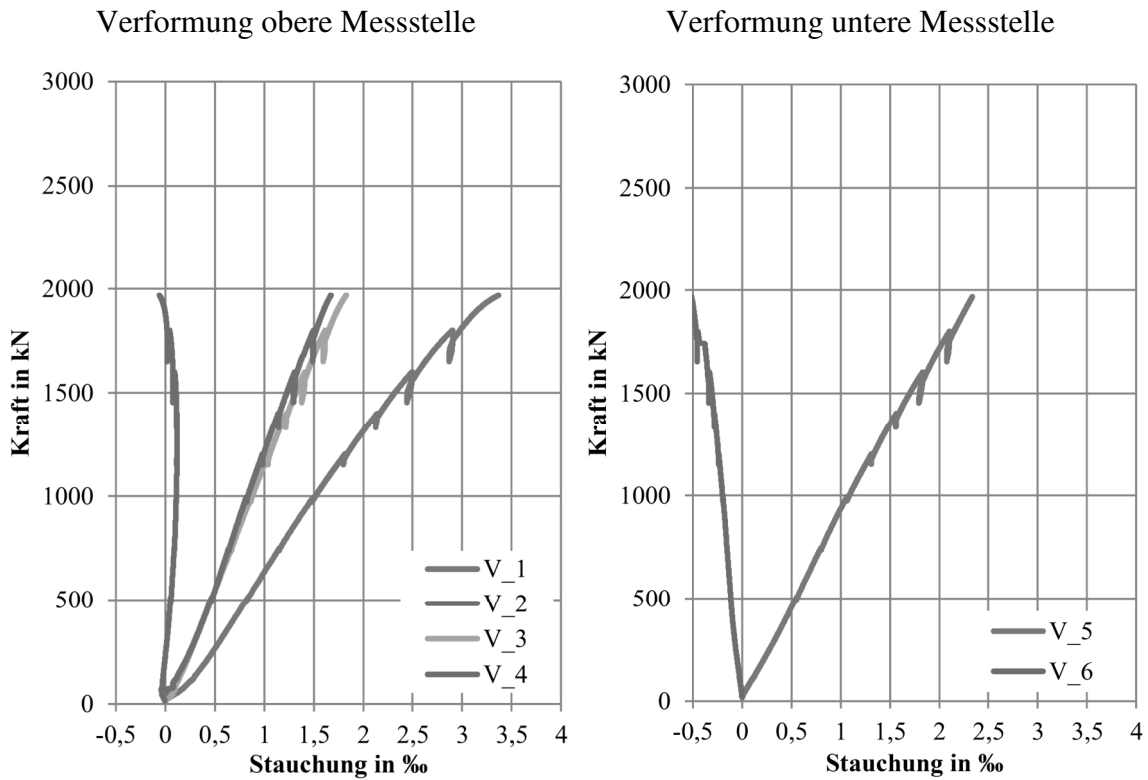
## Aufzeichnungen Stütze V1.3



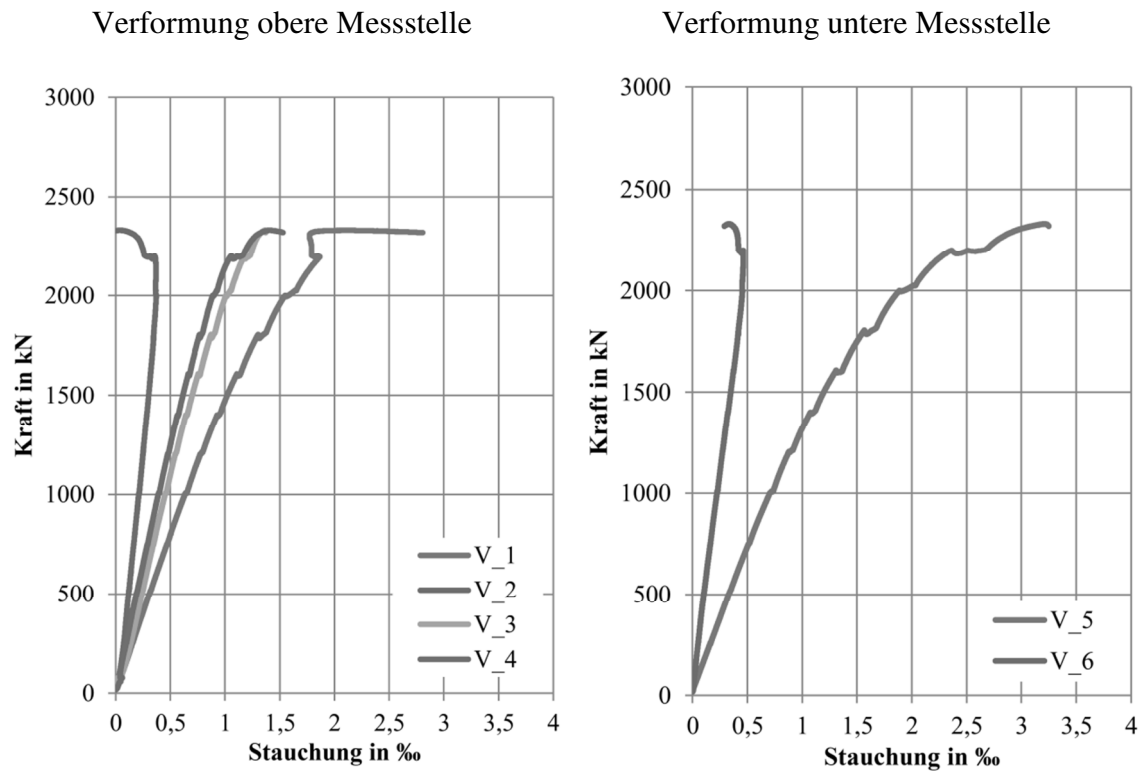
## Aufzeichnungen Stütze V1.4



## Aufzeichnungen Stütze V1.5

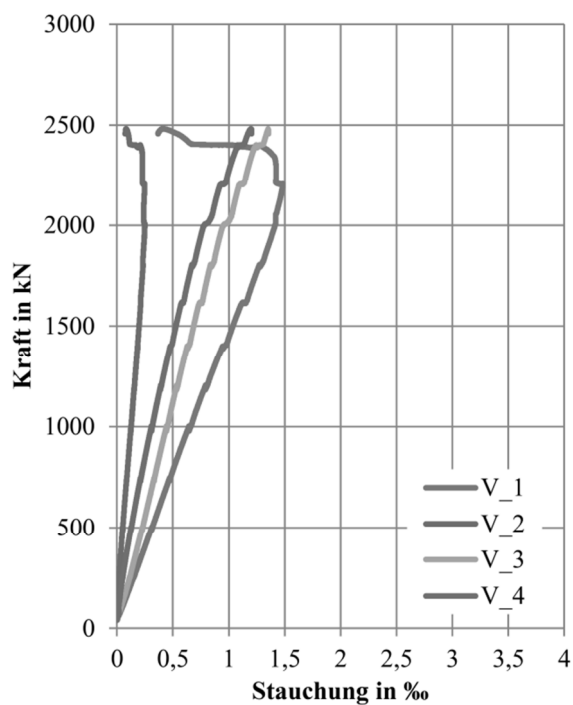


## Aufzeichnungen Stütze V2.1

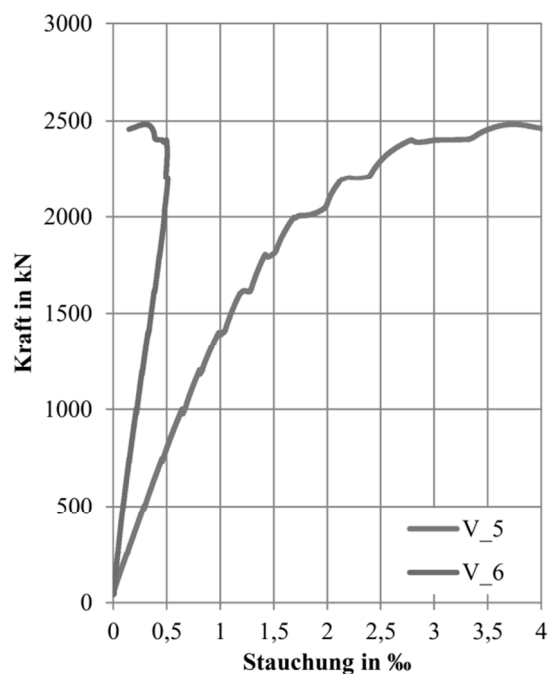


## Aufzeichnungen Stütze V2.2

Verformung obere Messstelle

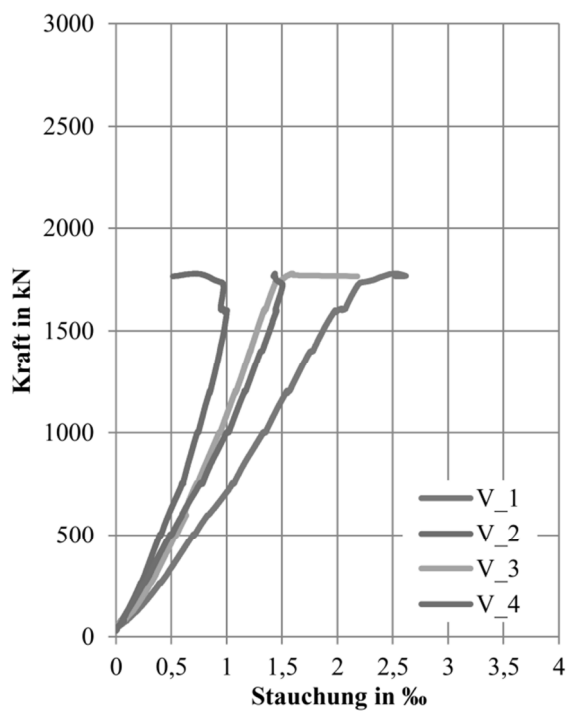


Verformung untere Messstelle

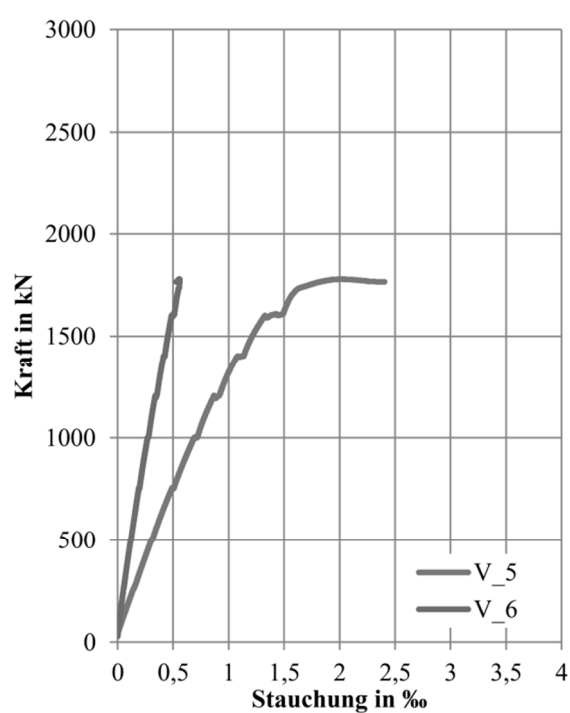


## Aufzeichnungen Stütze V3.1

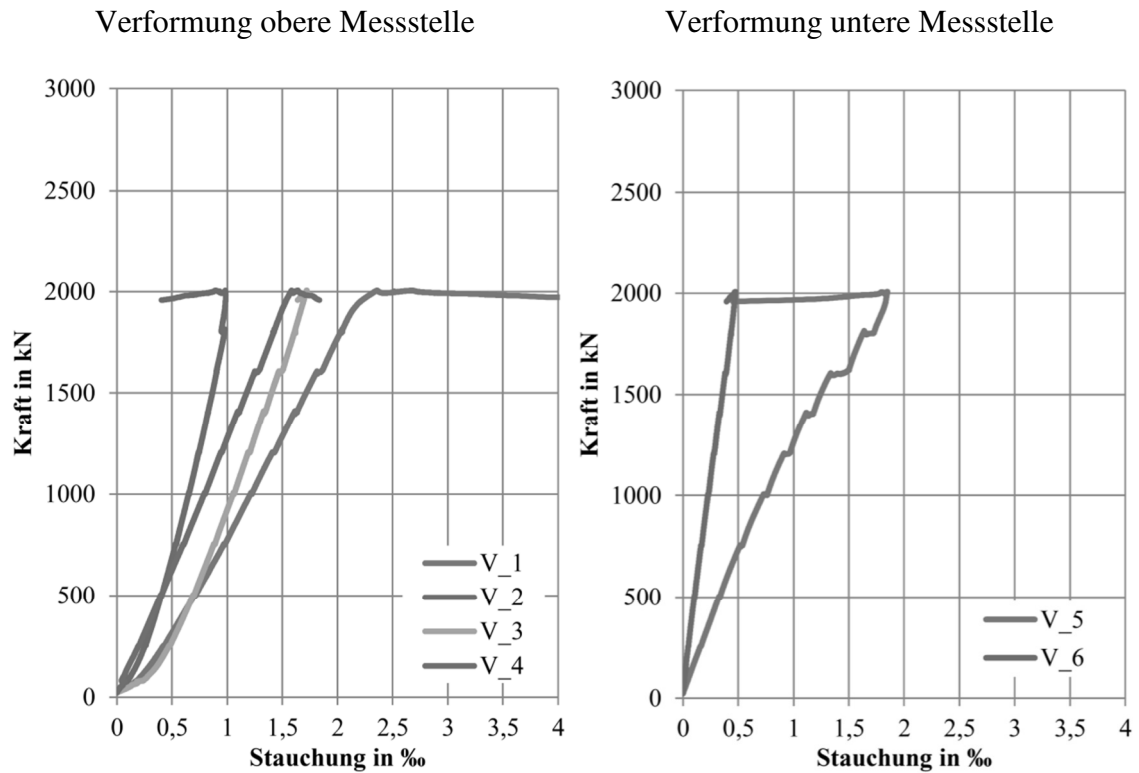
Verformung obere Messstelle



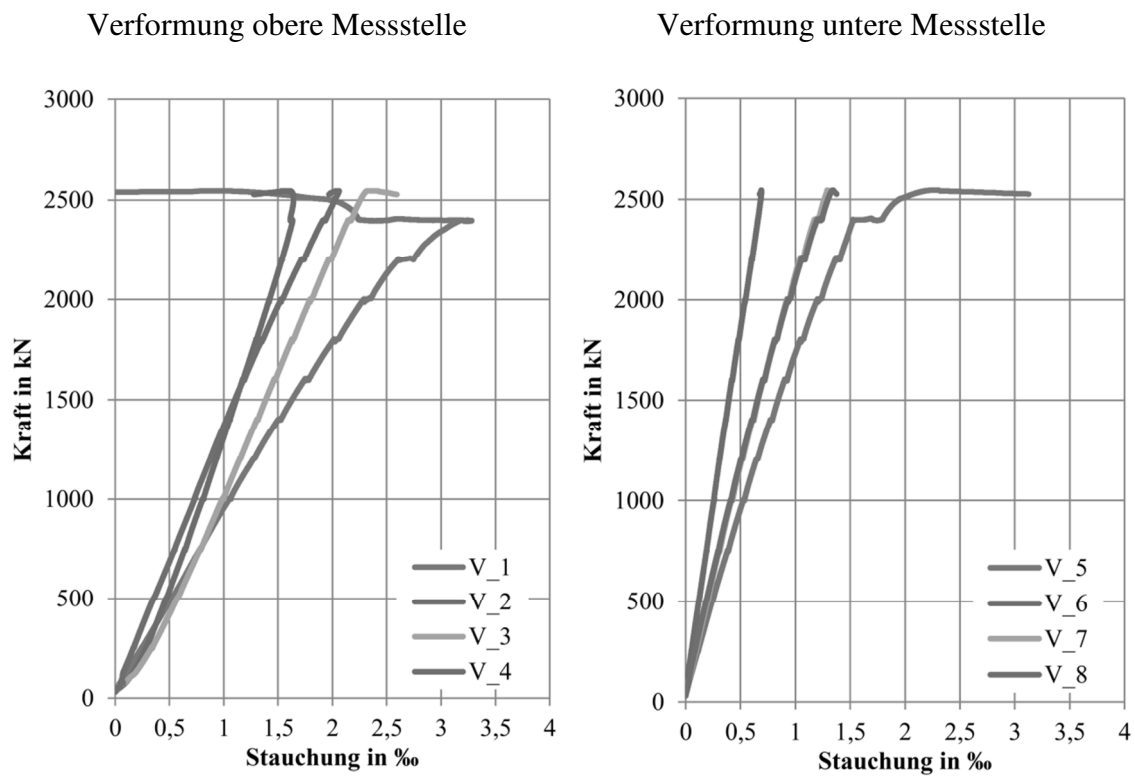
Verformung untere Messstelle



### Aufzeichnungen Stütze V3.2

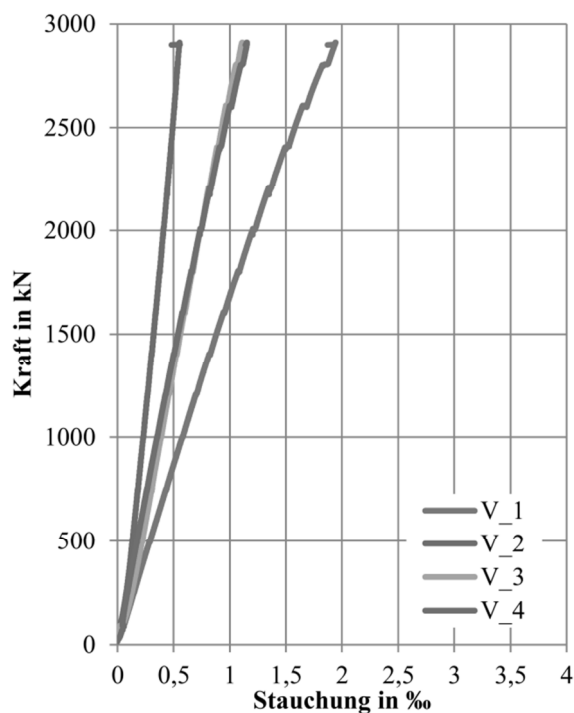


### Aufzeichnungen Stütze V3.3

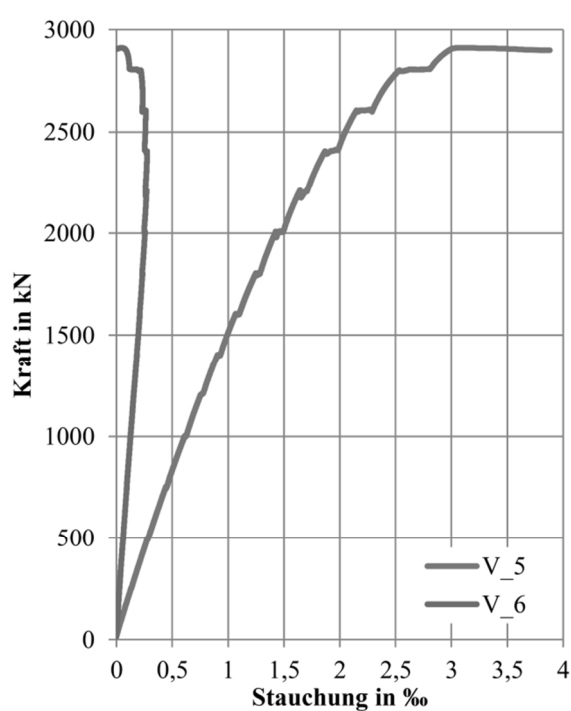


## Aufzeichnungen Stütze V3.4 (Referenz I)

Verformung obere Messstelle

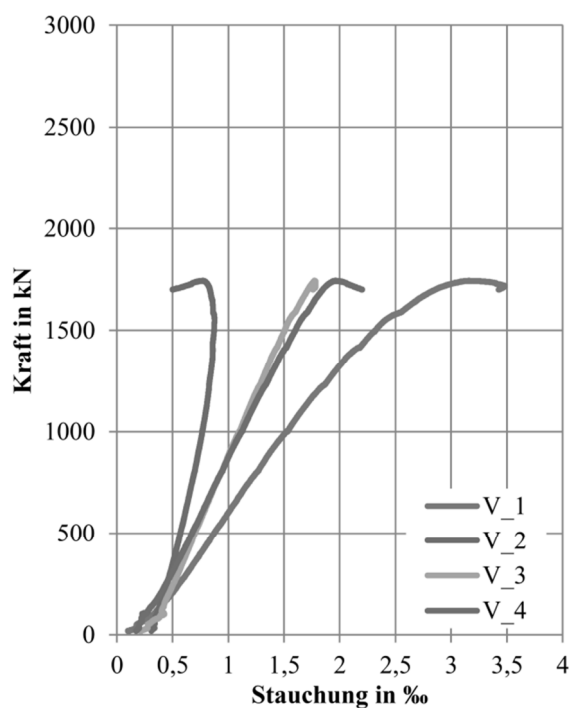


Verformung untere Messstelle

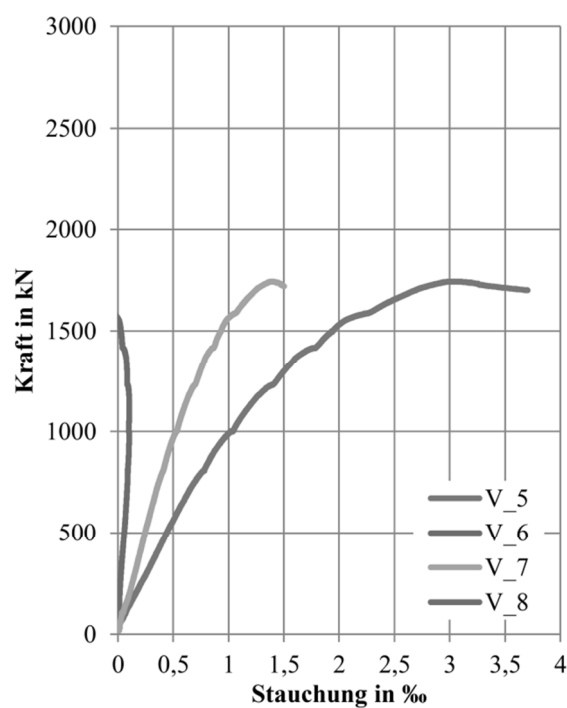


## Aufzeichnungen Stütze V4.1

Verformung obere Messstelle

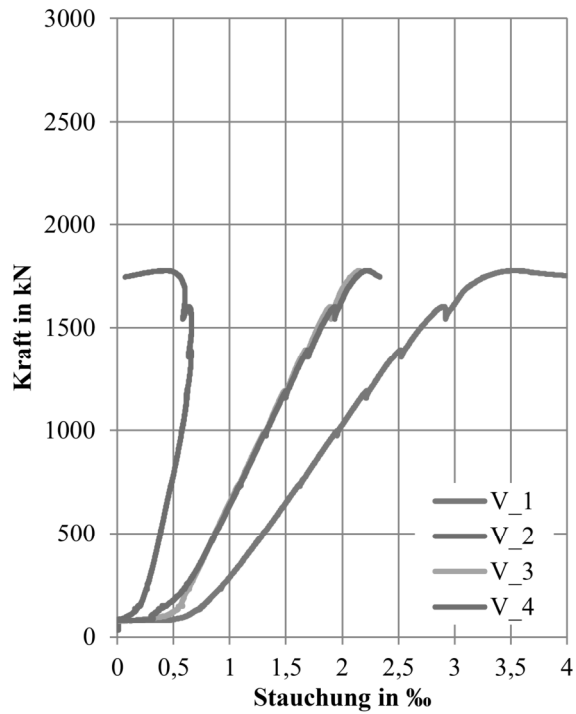


Verformung untere Messstelle

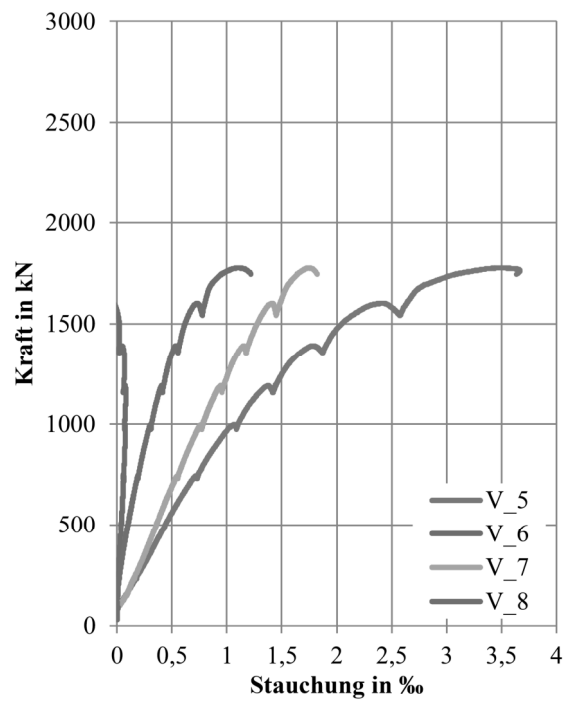


Aufzeichnungen Stütze V4.2

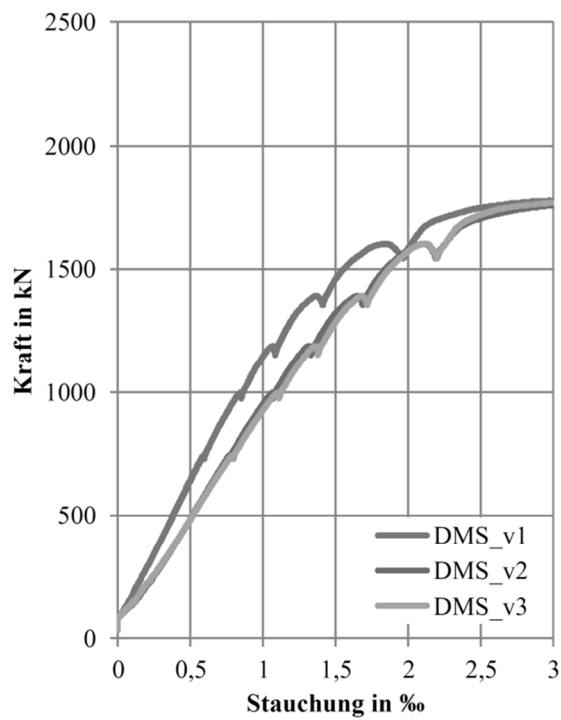
Verformung obere Messstelle



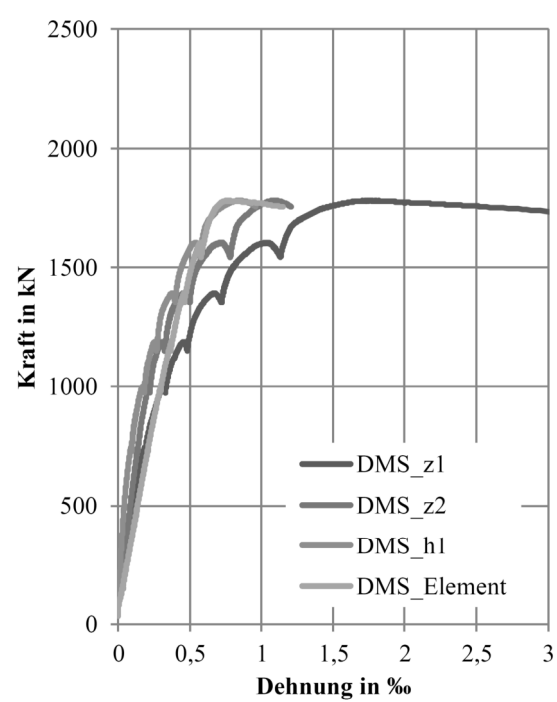
Verformung untere Messstelle



Längsbewehrung



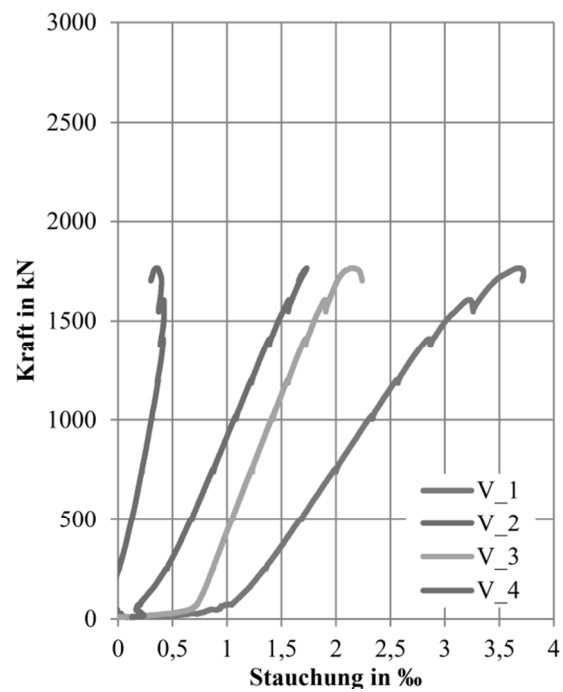
Querbewehrung



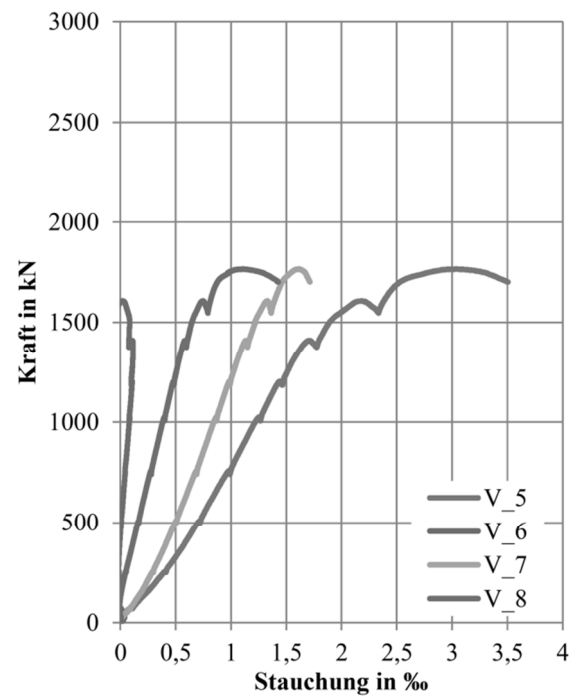


## Aufzeichnungen Stütze V4.3

Verformung obere Messstelle

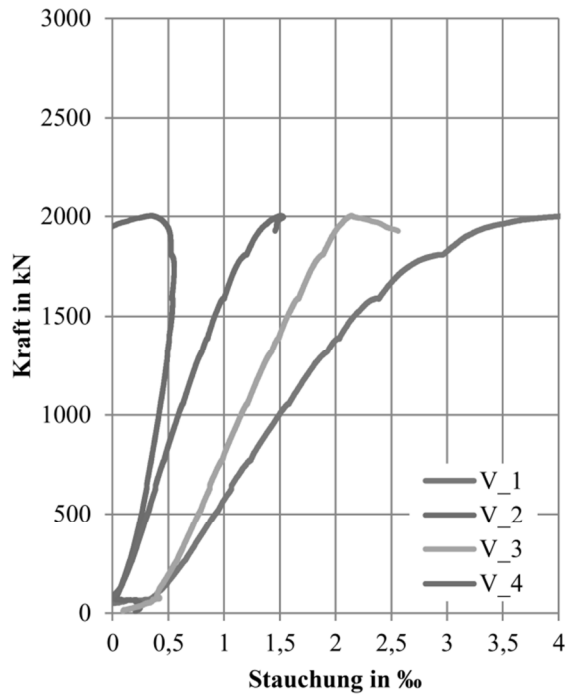


Verformung untere Messstelle

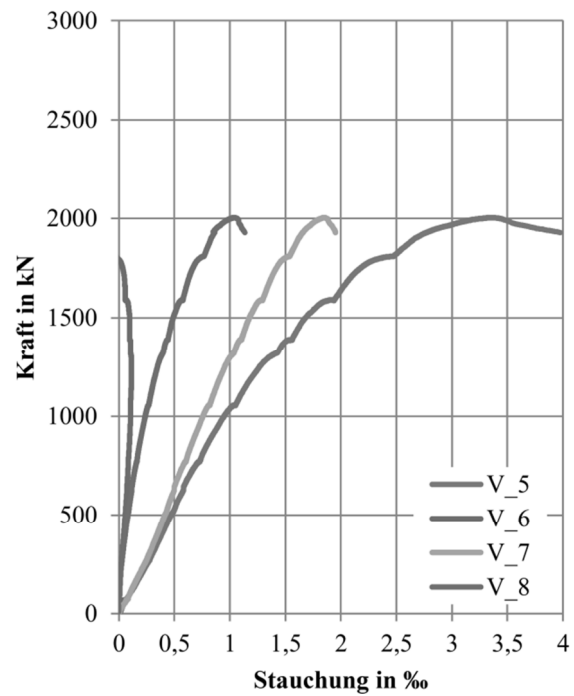


Aufzeichnungen Stütze V4.4

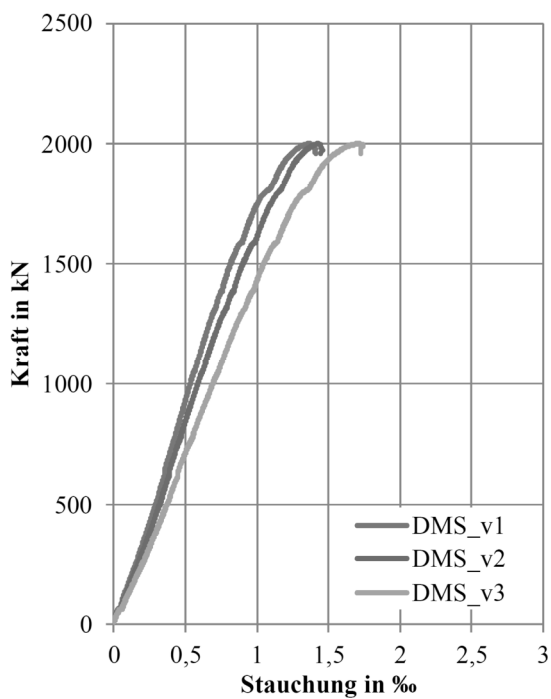
Verformung obere Messstelle



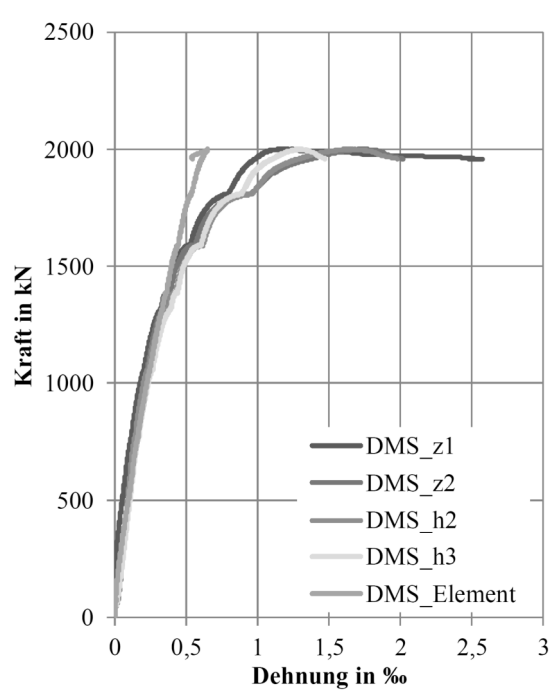
Verformung untere Messstelle



Längsbewehrung

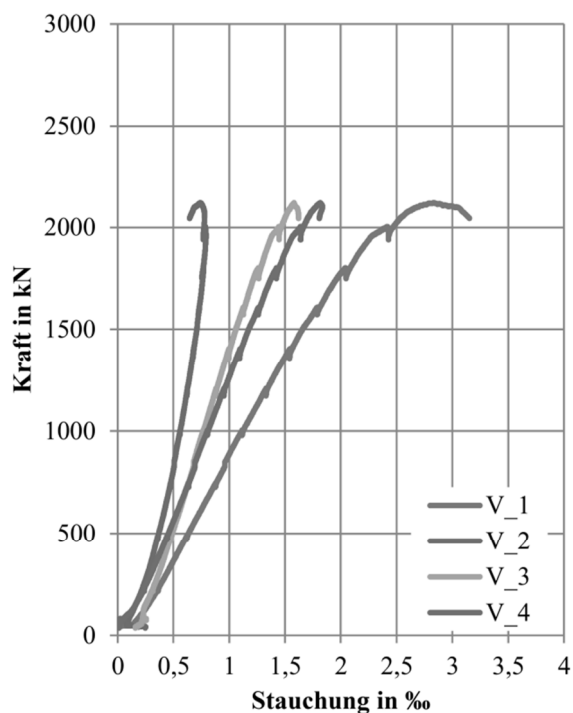


Querbewehrung

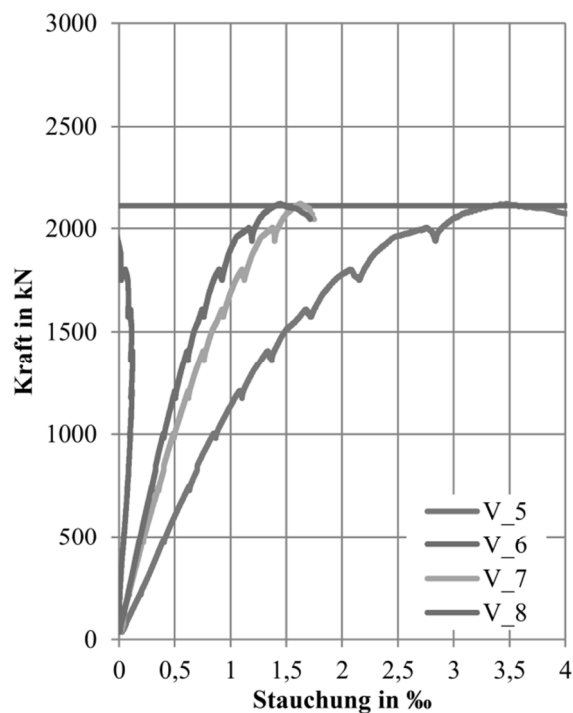


## Aufzeichnungen Stütze V4.5

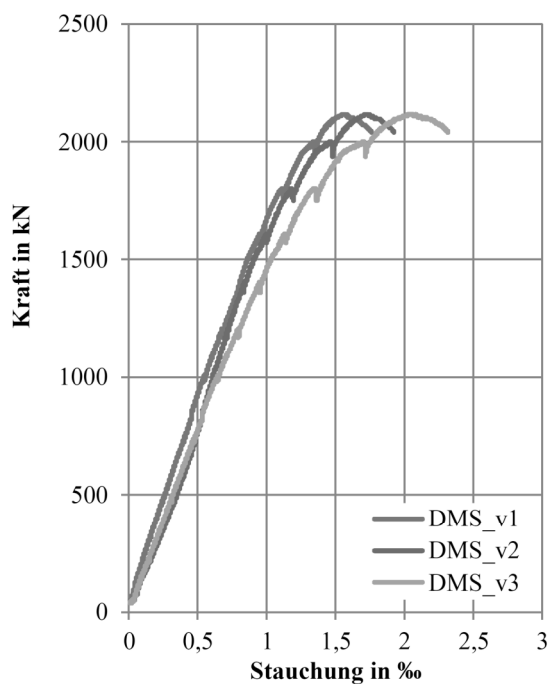
Verformung obere Messstelle



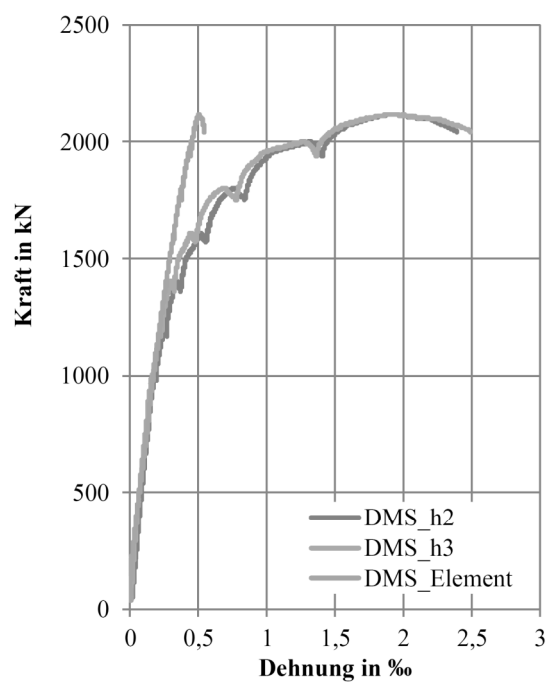
Verformung untere Messstelle



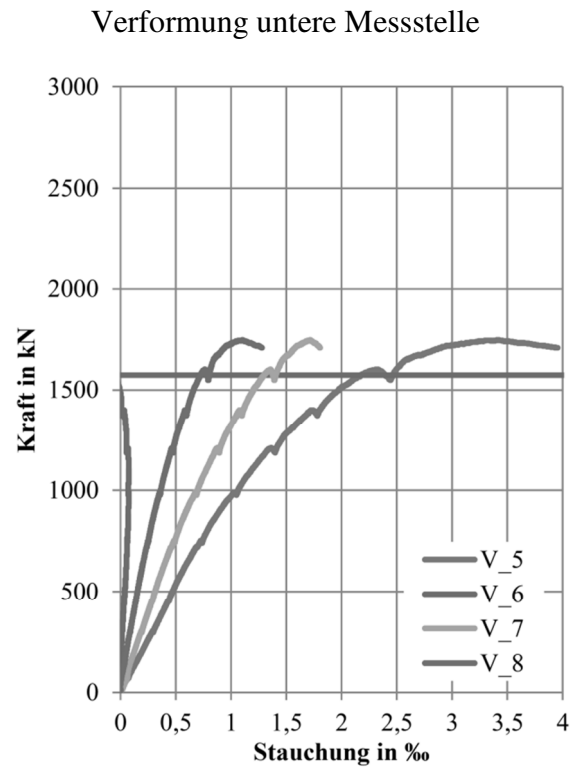
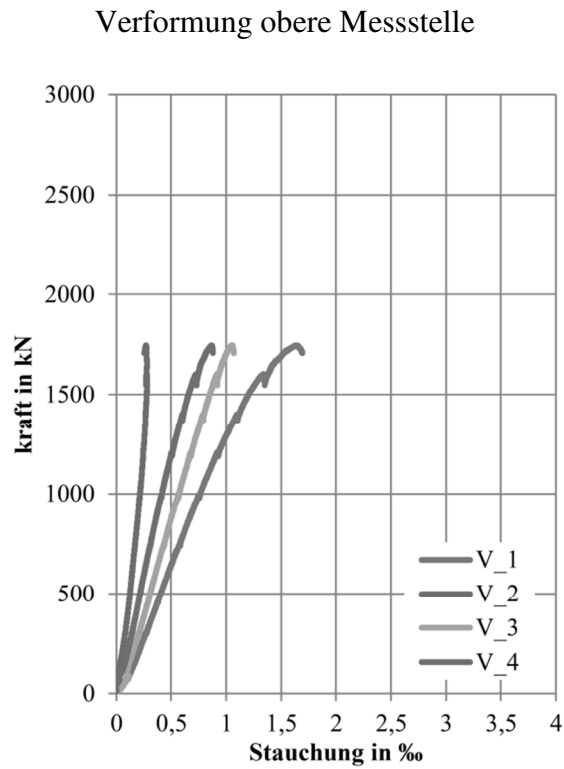
Längsbewehrung



Querbewehrung

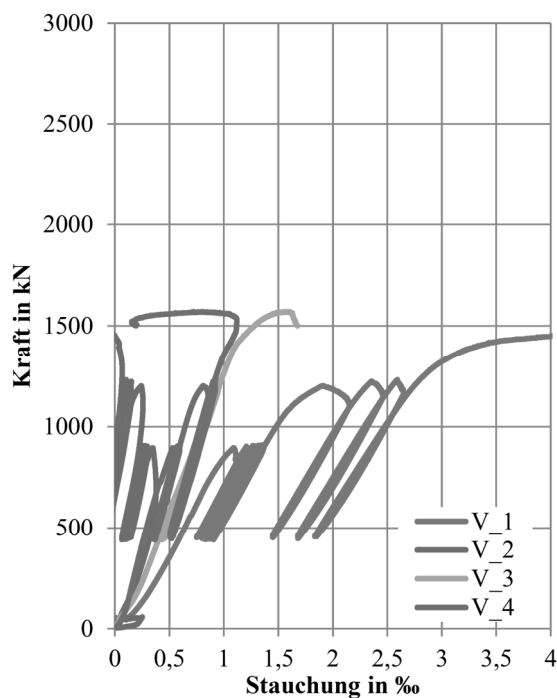


Aufzeichnungen Stütze V4.6

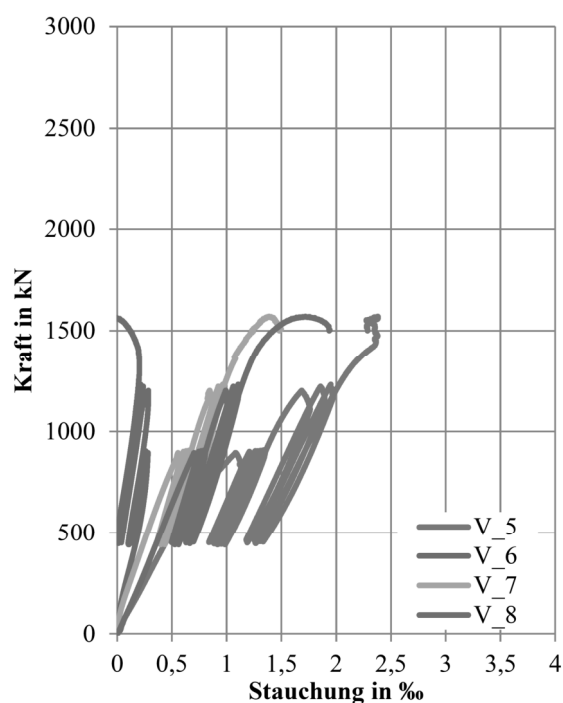


## Aufzeichnungen Stütze V5.1

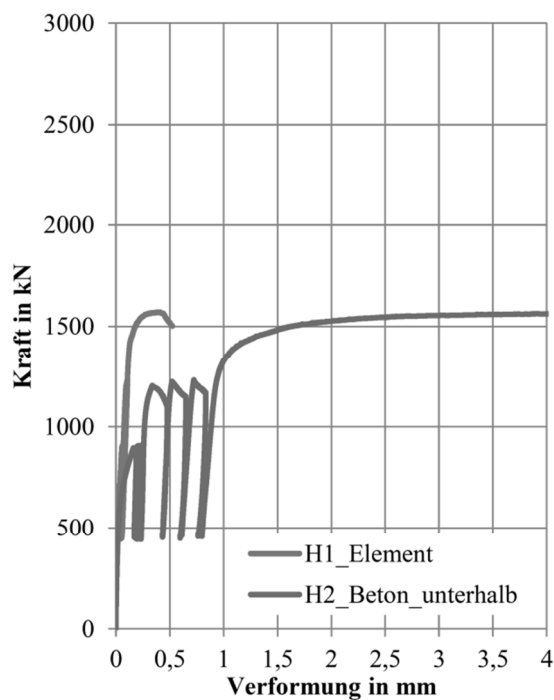
Verformung obere Messstelle



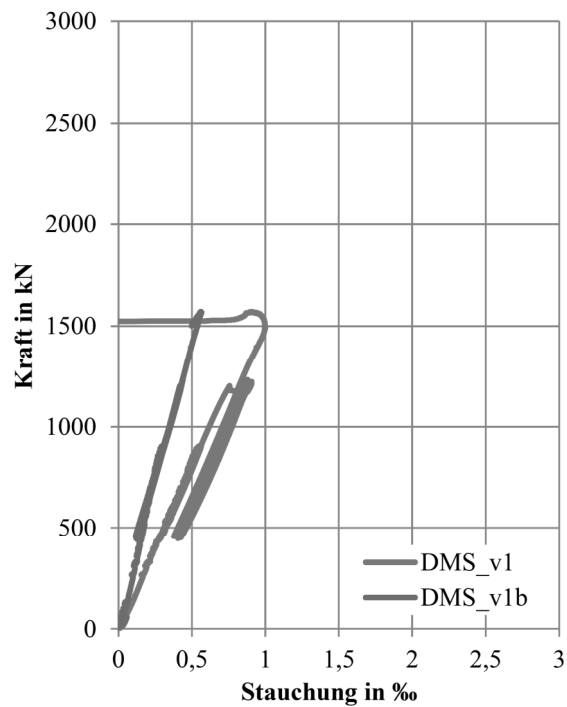
Verformung untere Messstelle



Querdehnung

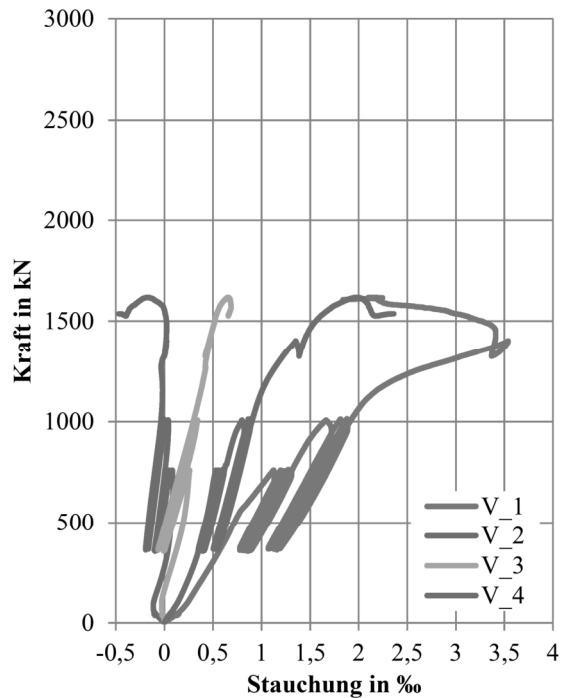


Längsbewehrung

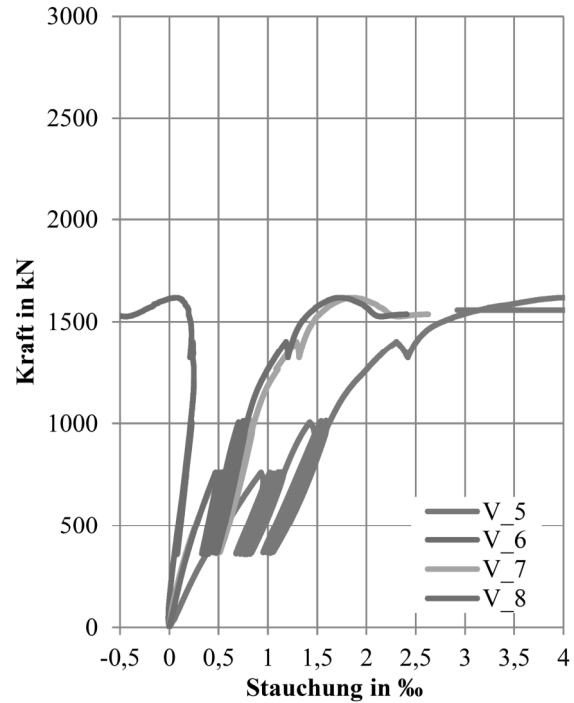


Aufzeichnungen Stütze V5.2

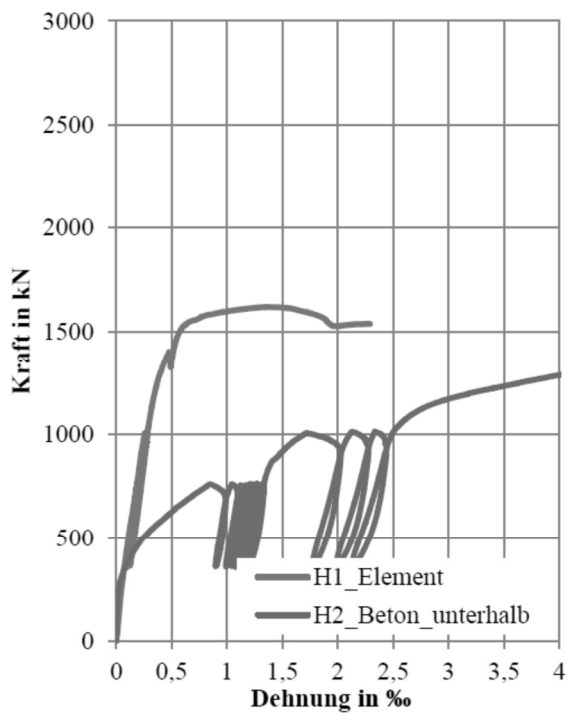
Verformung obere Messstelle



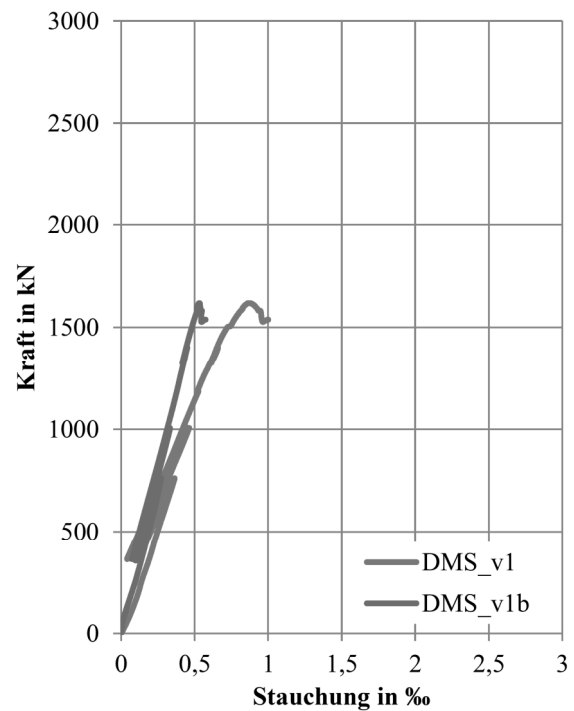
Verformung untere Messstelle



Querdehnung

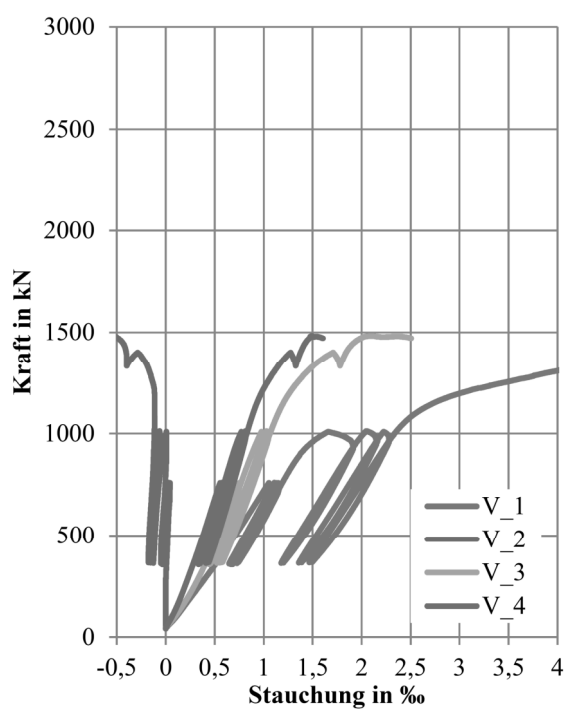


Längsbewehrung

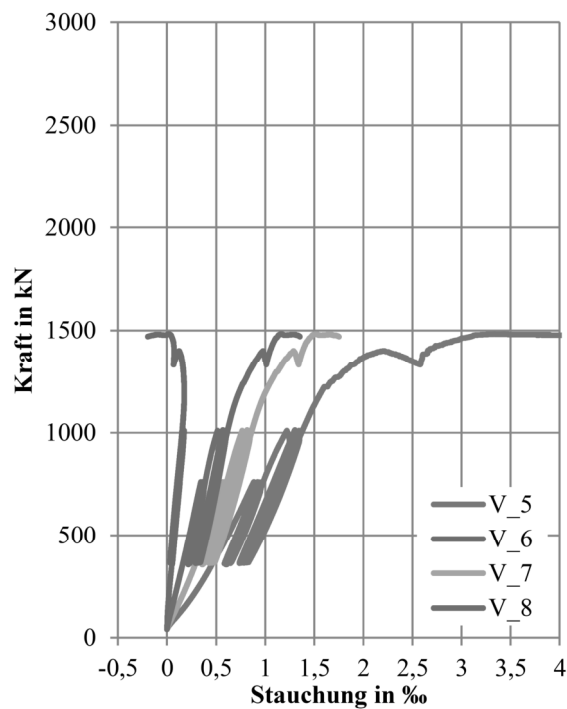


## Aufzeichnungen Stütze V5.3

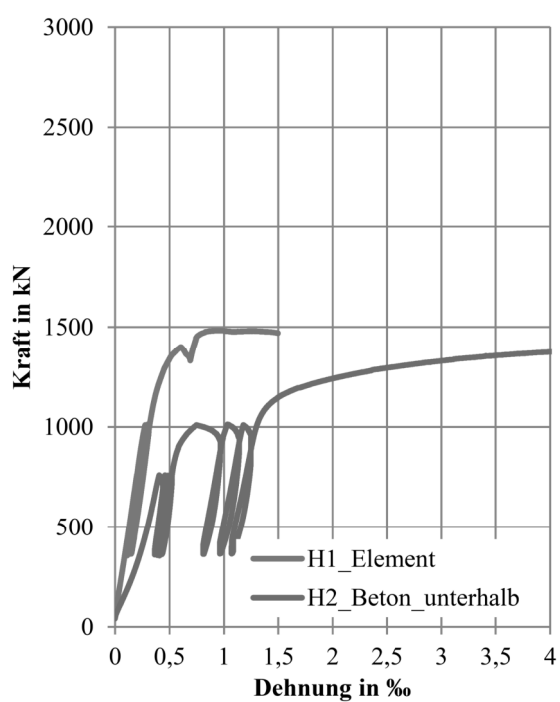
Verformung obere Messstelle



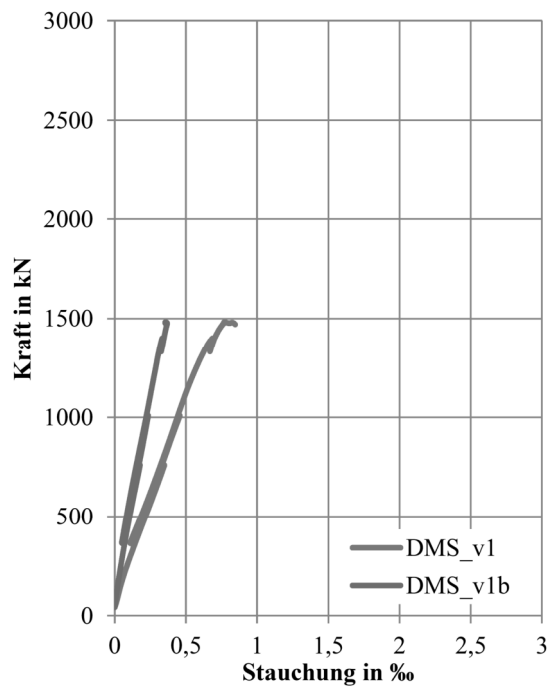
Verformung untere Messstelle



Querdehnung

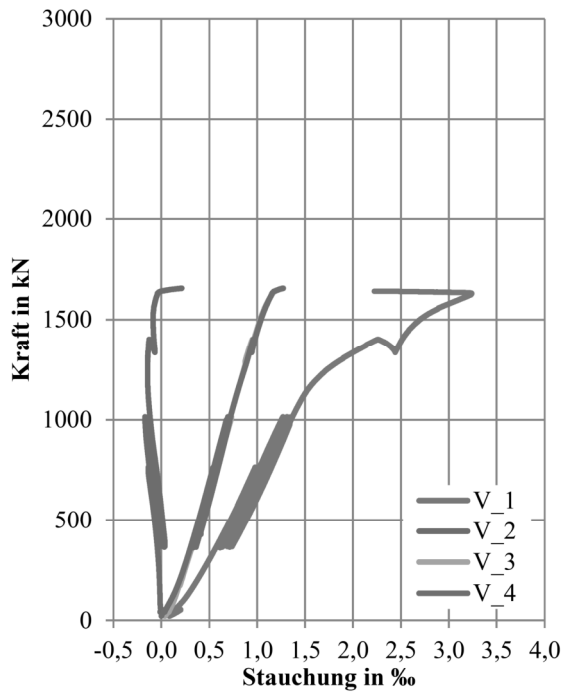


Längsbewehrung

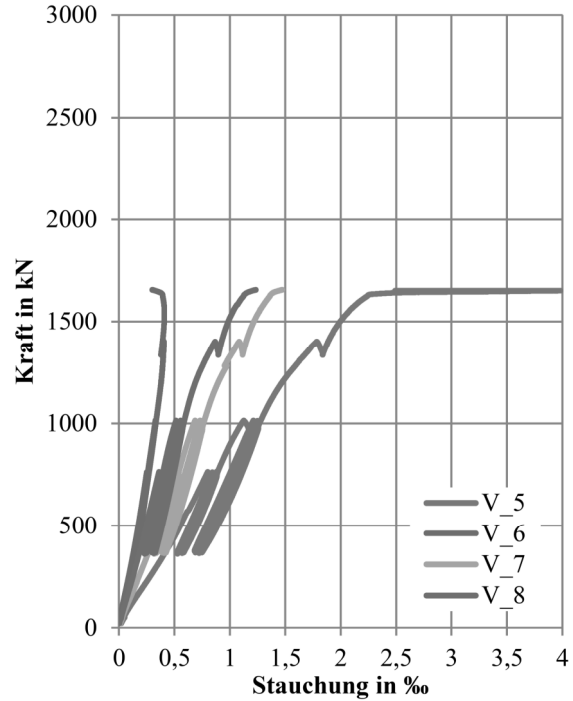


Aufzeichnungen Stütze V5.4

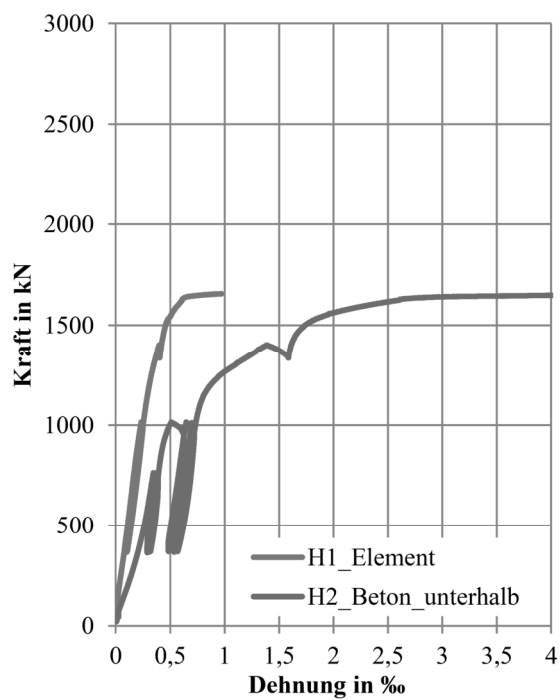
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle



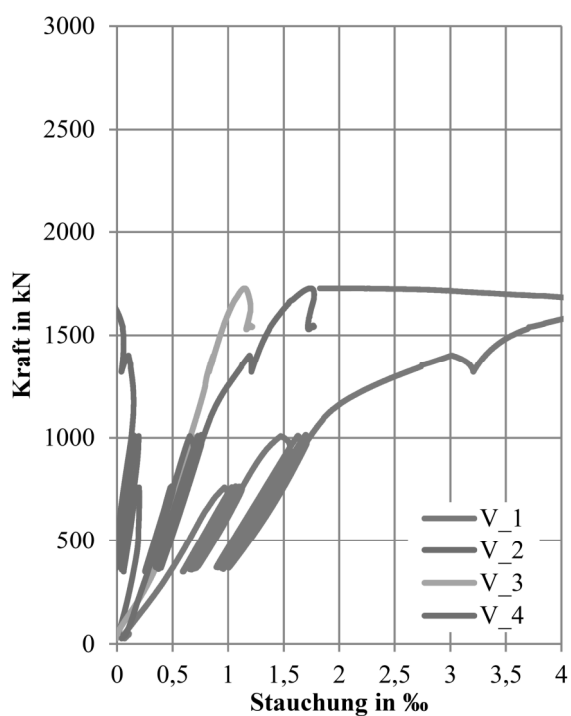
Querdehnung



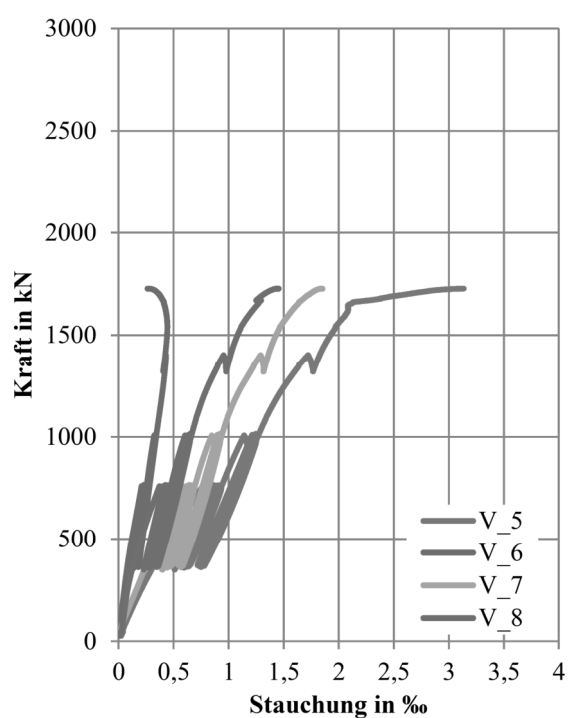


## Aufzeichnungen Stütze V5.5

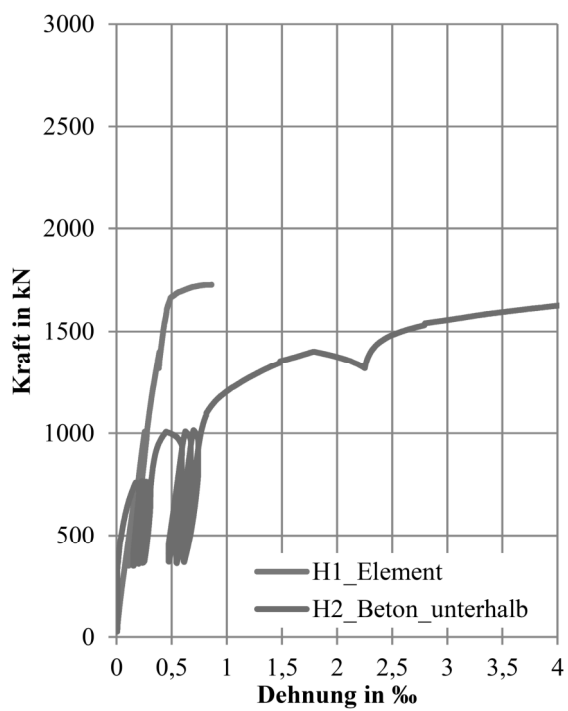
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

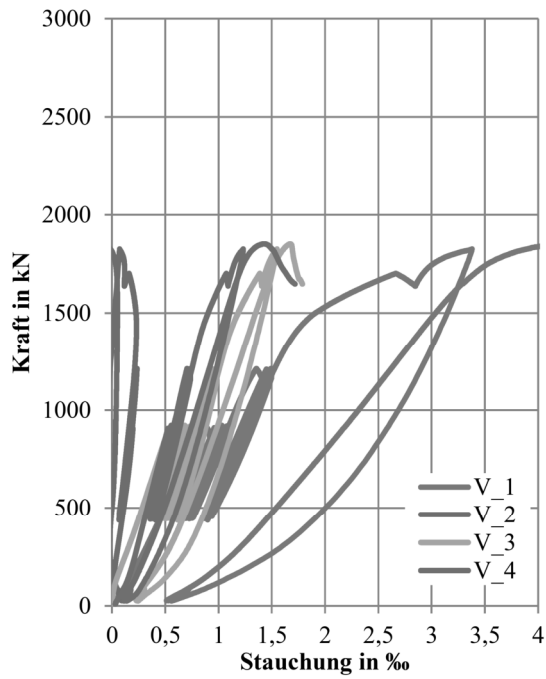


Querdehnung

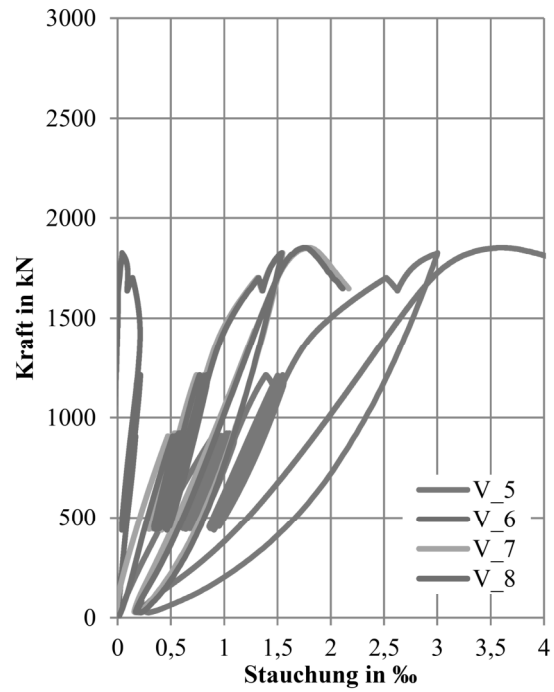


Aufzeichnungen Stütze V5.6

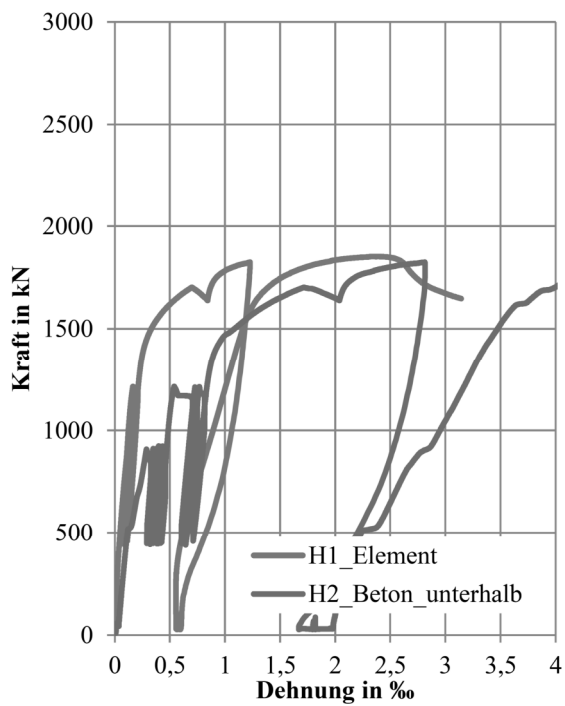
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

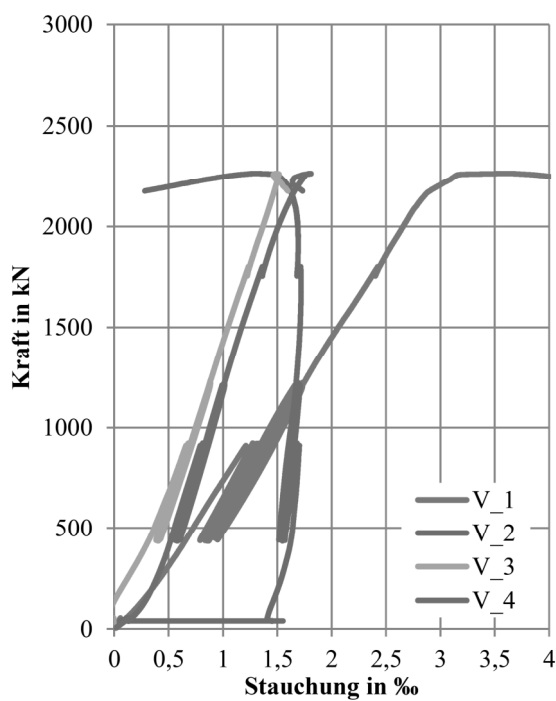


Querdehnung

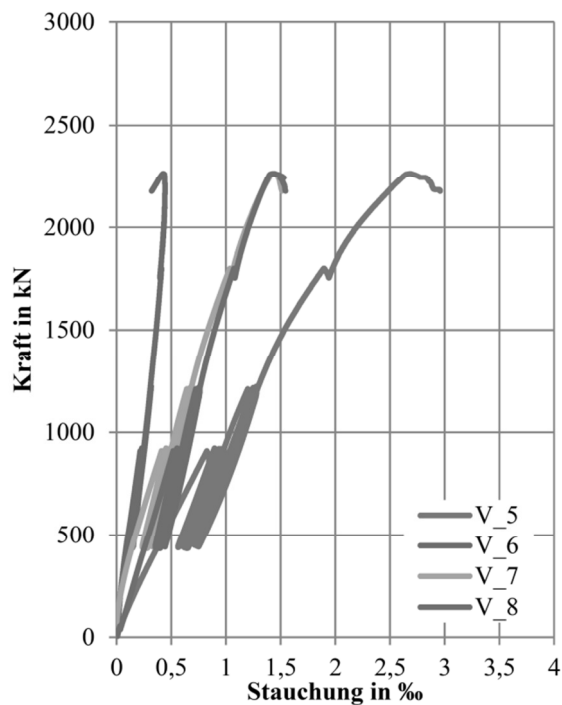


## Aufzeichnungen Stütze V5.7

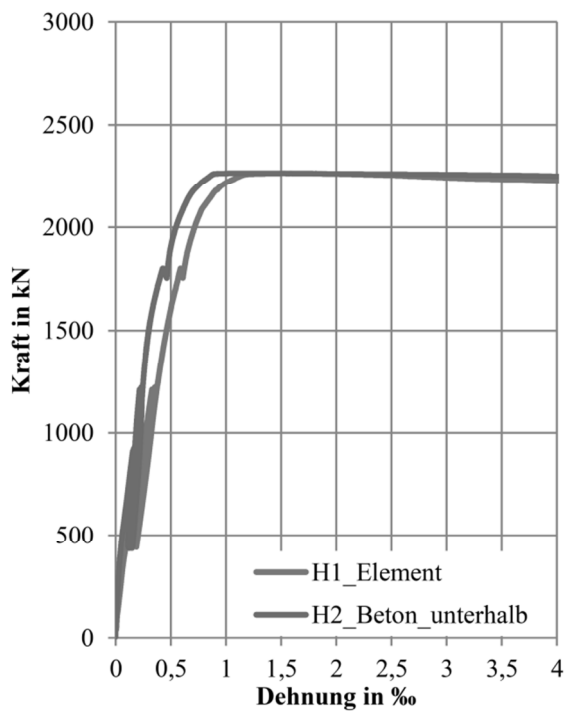
Verformung obere Messstelle



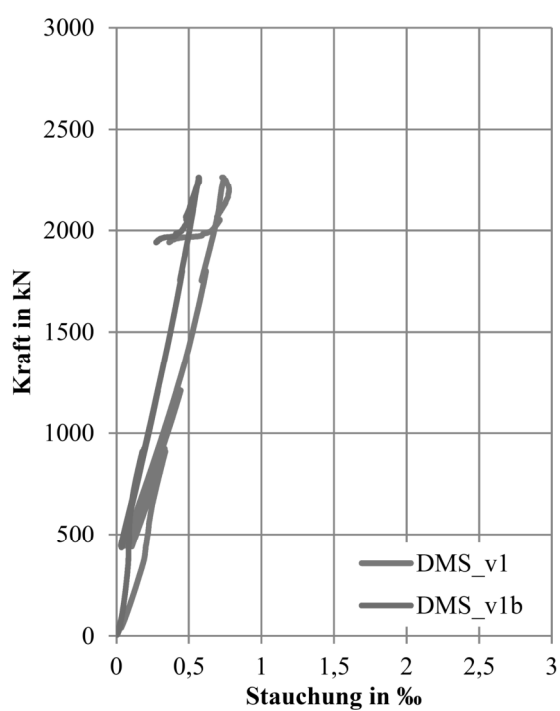
Verformung untere Messstelle



Querdehnung

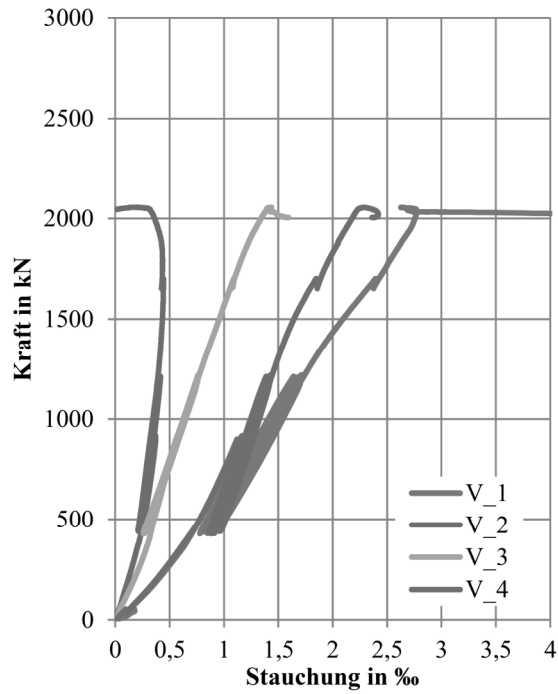


Längsbewehrung

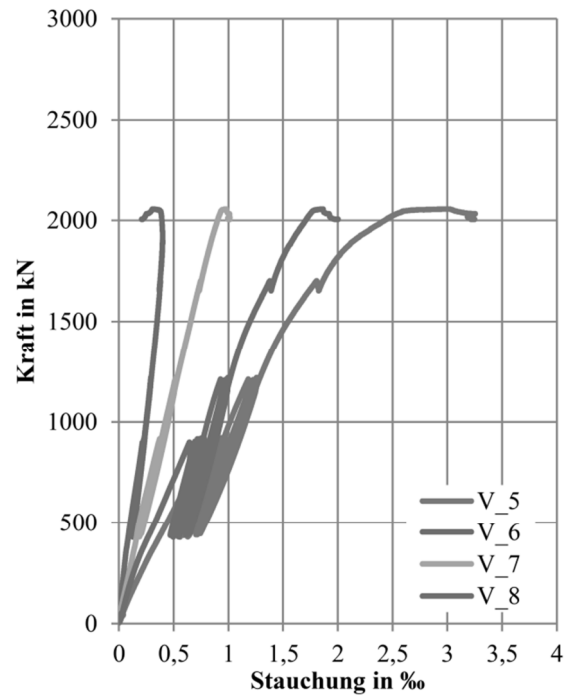


Aufzeichnungen Stütze V5.8

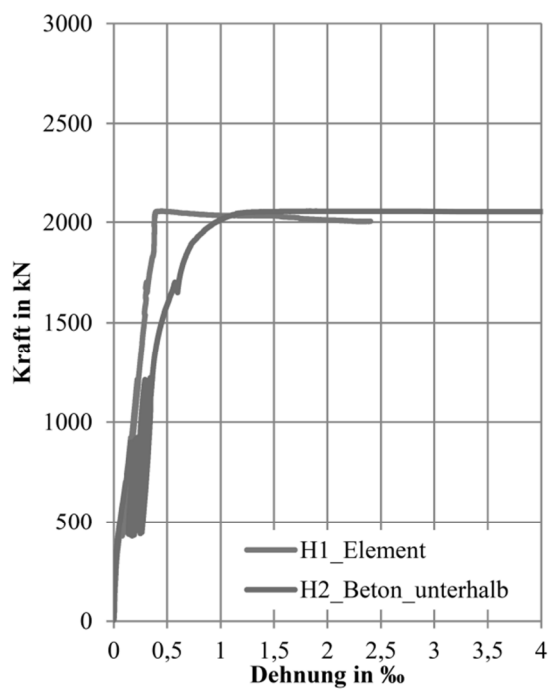
Verformung obere Messstelle



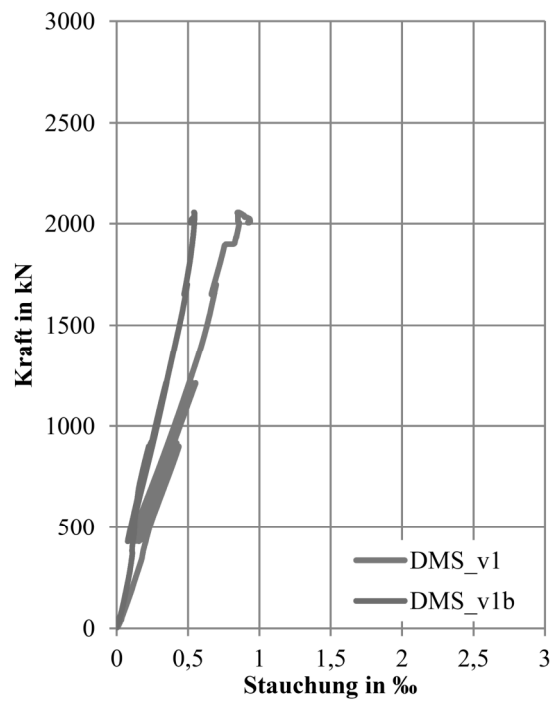
Verformung untere Messstelle



Querdehnung

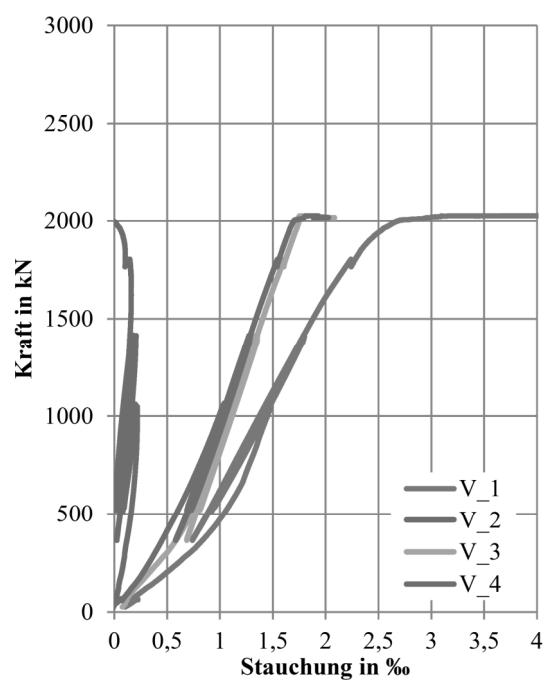


Längsbewehrung

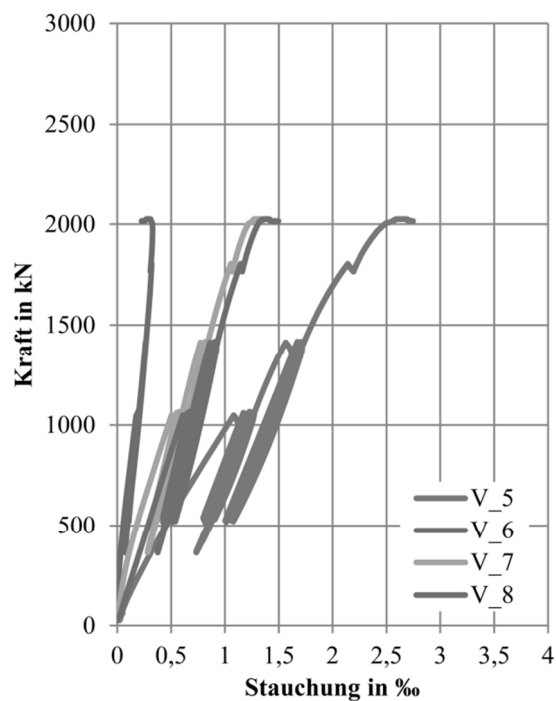


## Aufzeichnungen Stütze V5.9

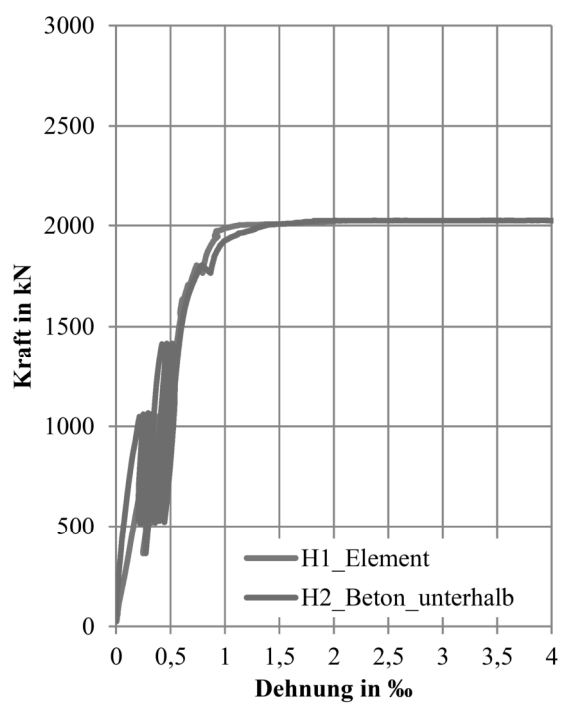
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

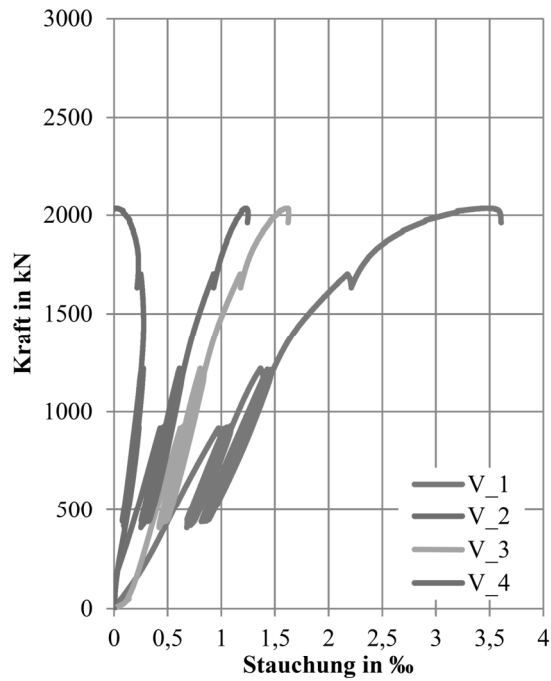


Querdehnung

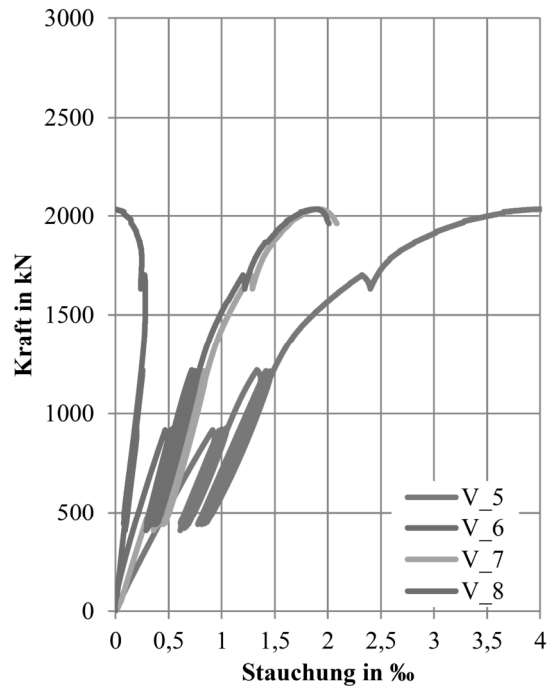


Aufzeichnungen Stütze V5.10

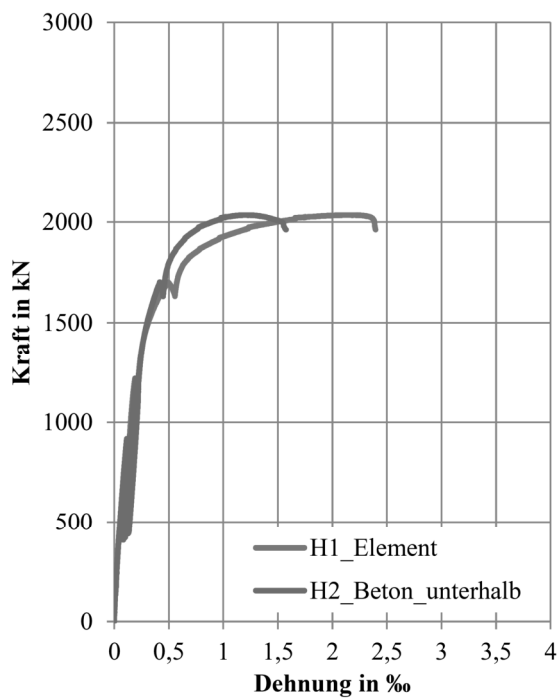
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

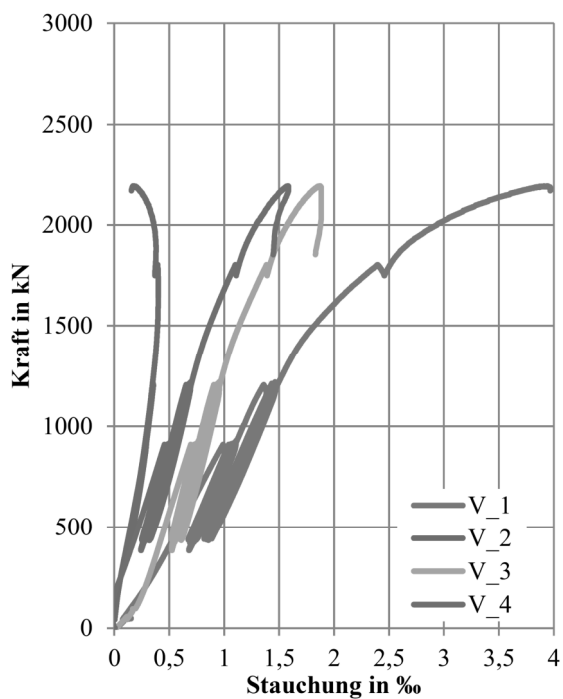


Querdehnung

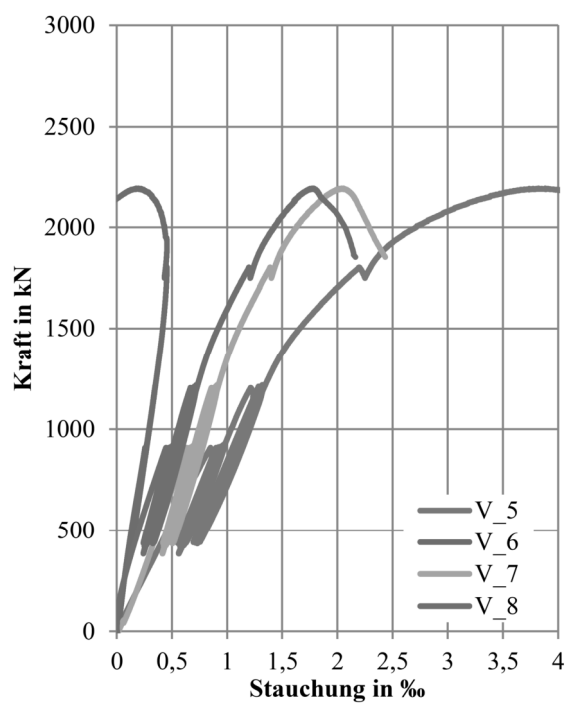


## Aufzeichnungen Stütze V5.11

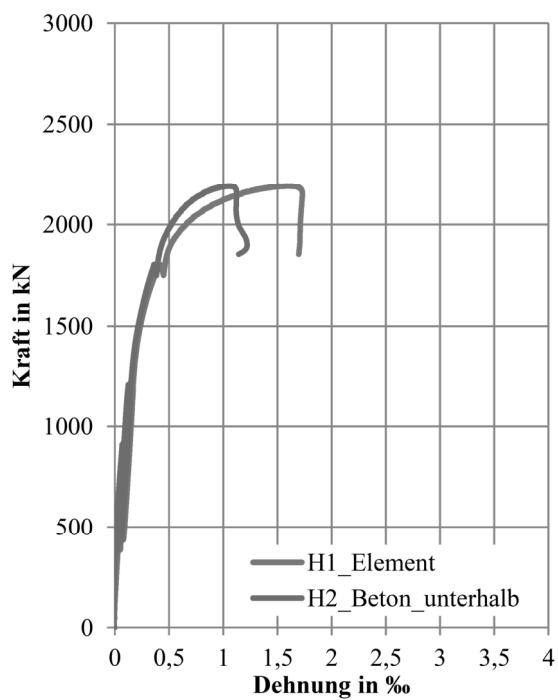
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

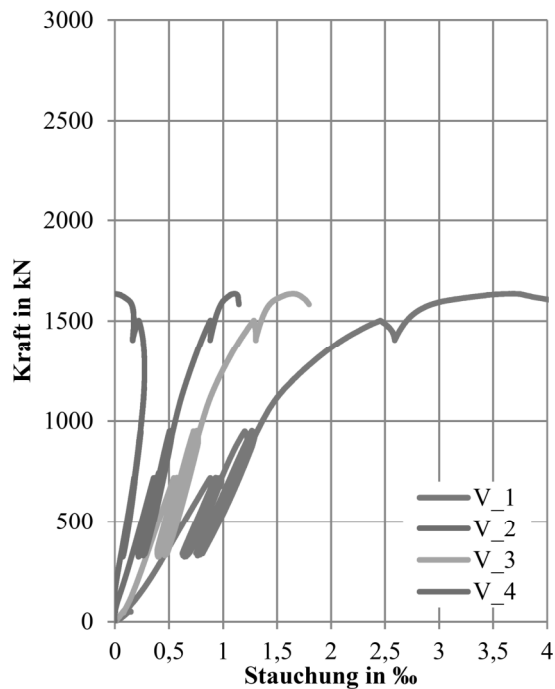


Querdehnung

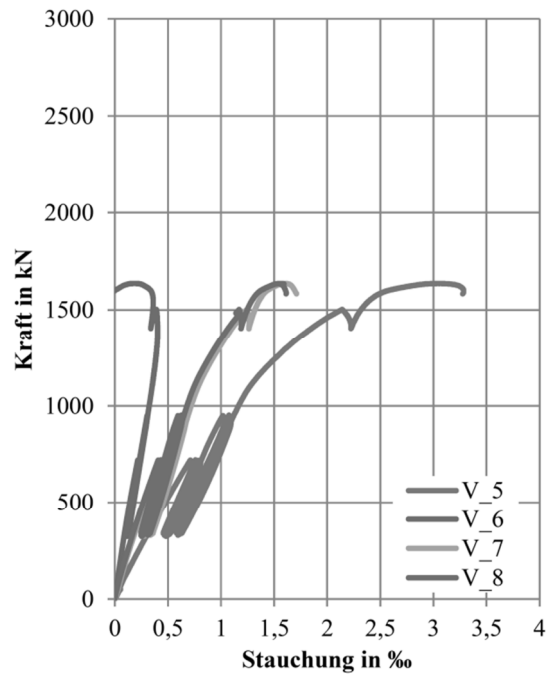


Aufzeichnungen Stütze V5.12

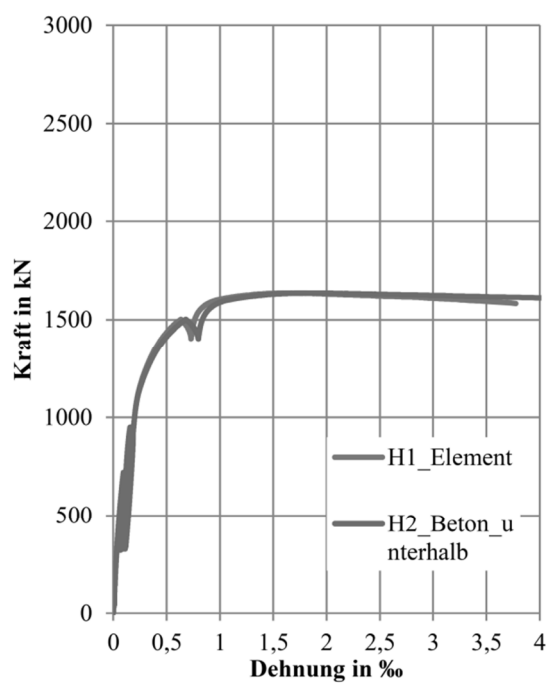
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle



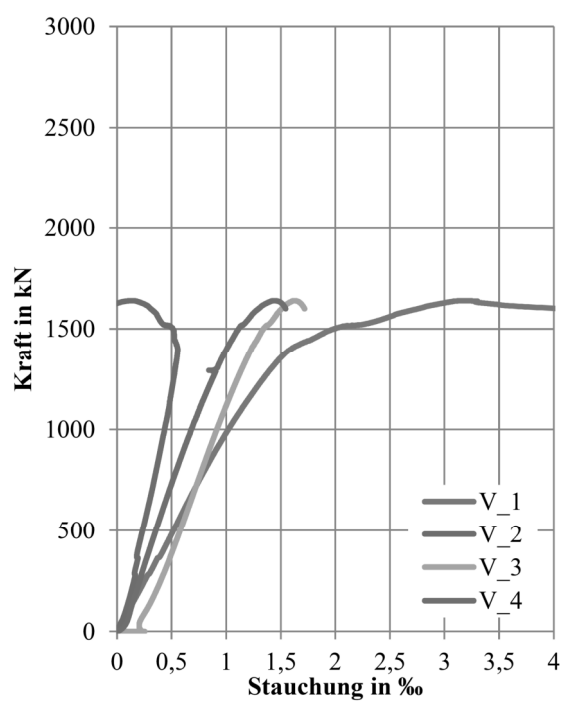
Querdehnung



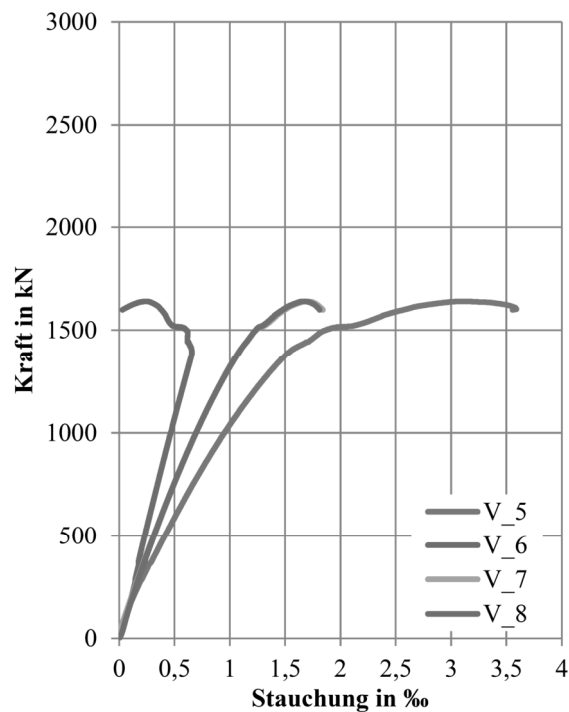


## Aufzeichnungen Stütze V5.13

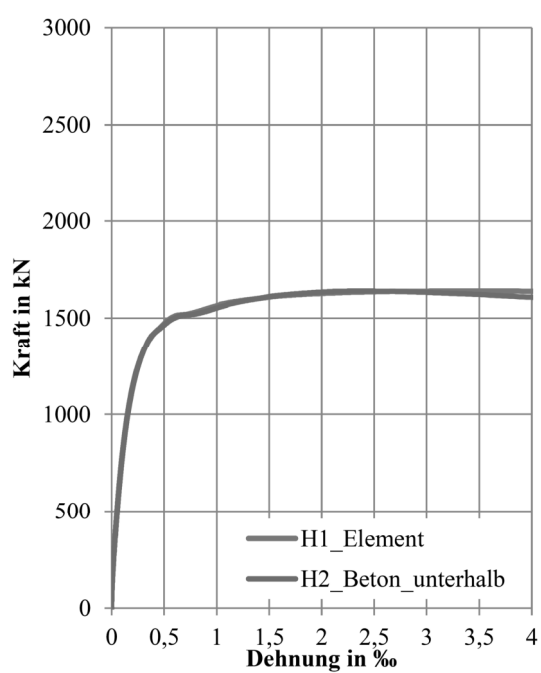
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

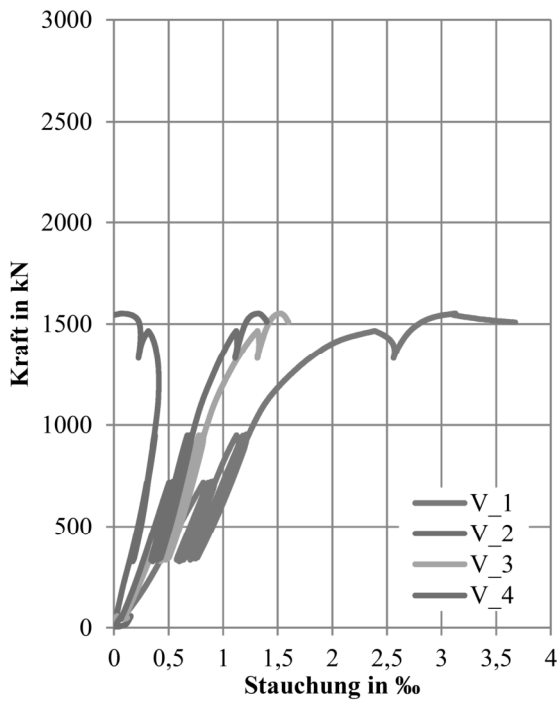


Querdehnung

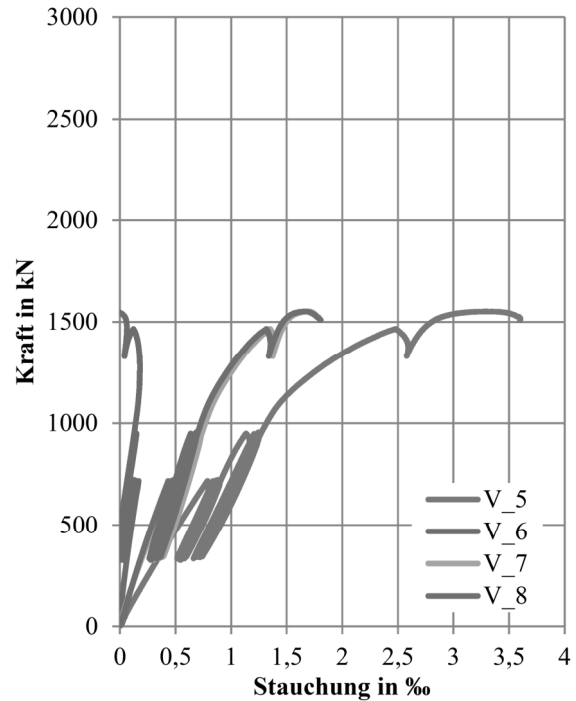


Aufzeichnungen Stütze V5.14

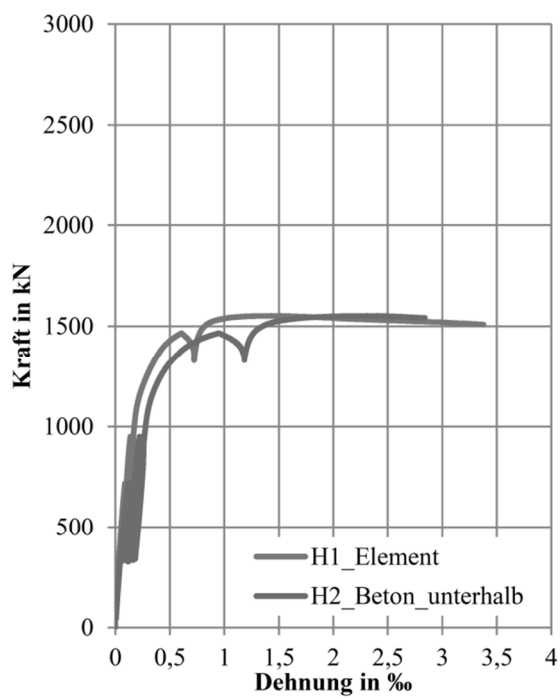
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

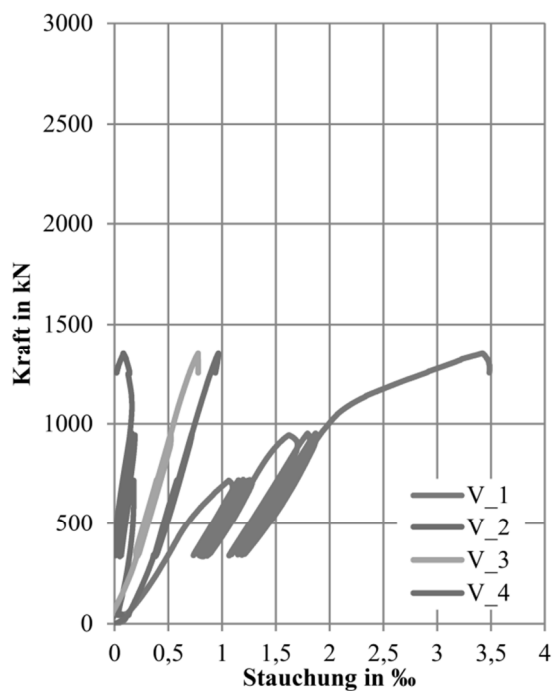


Querdehnung

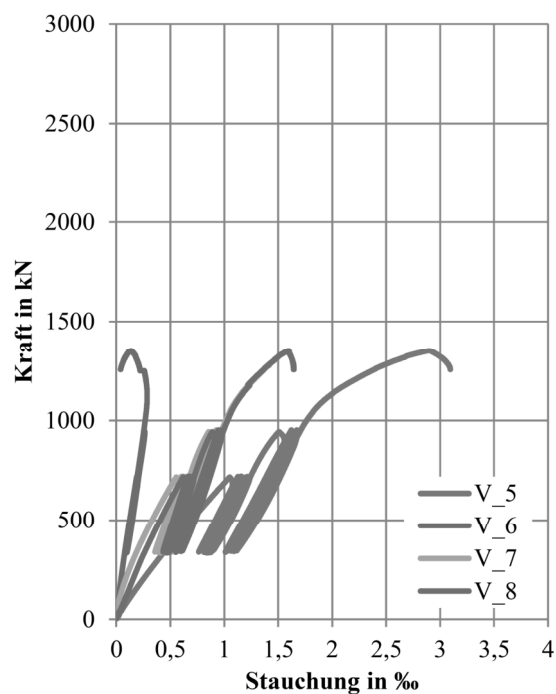


## Aufzeichnungen Stütze V5.15

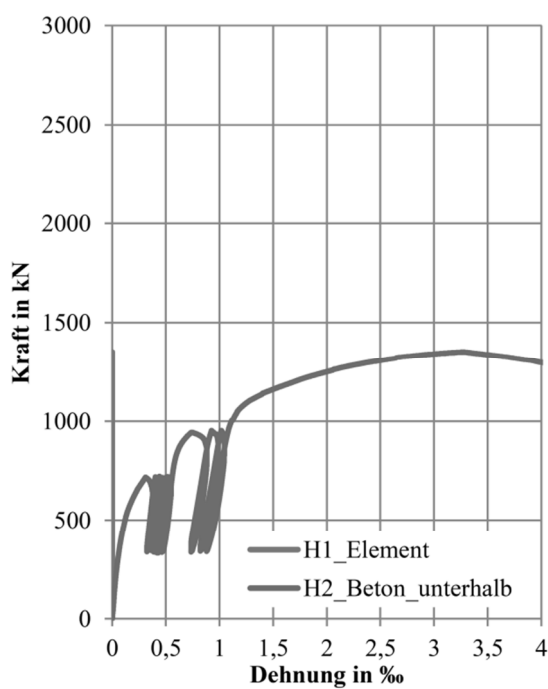
Verformung obere Messstelle



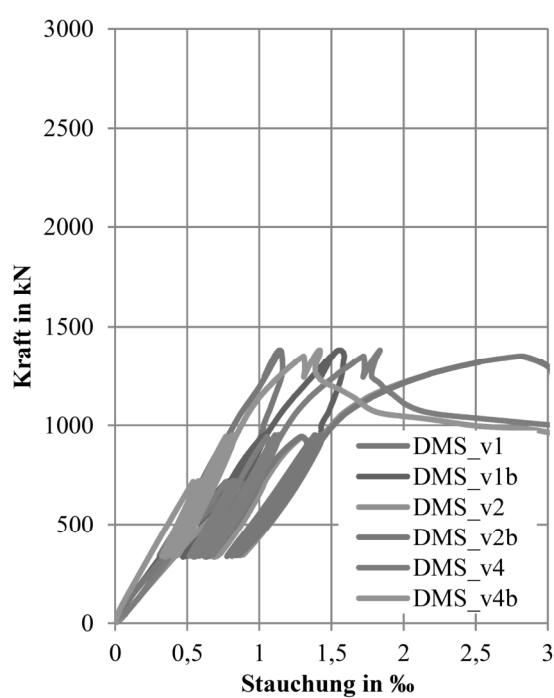
Verformung untere Messstelle



Querdehnung

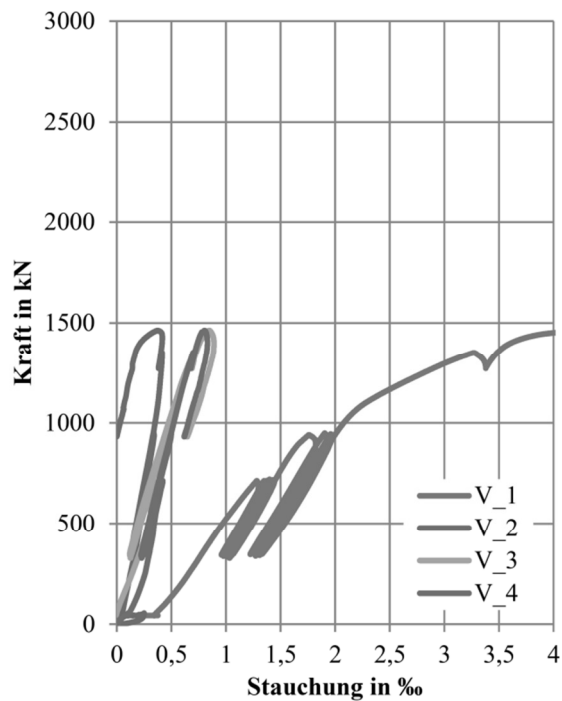


Längsbewehrung

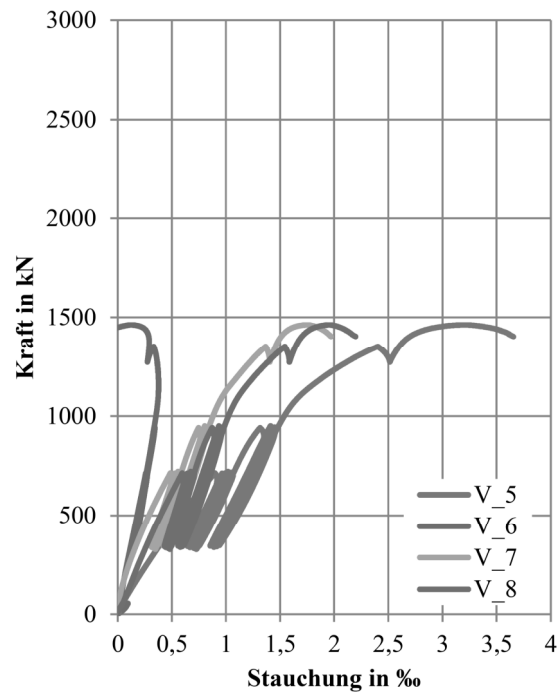


Aufzeichnungen Stütze V5.16

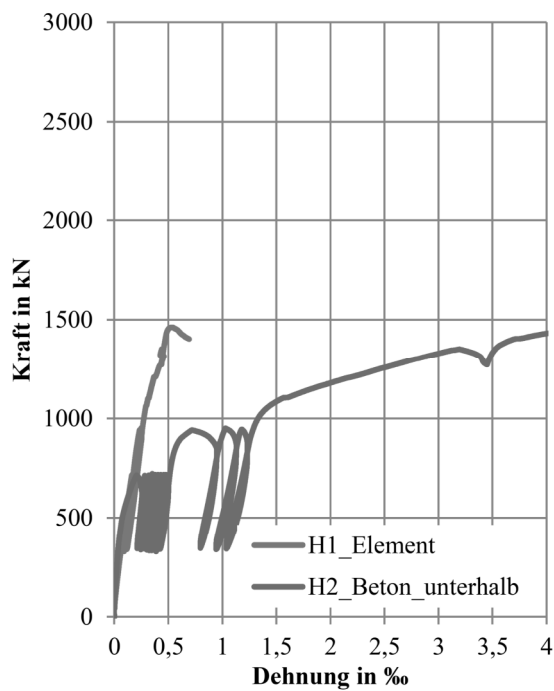
Verformung obere Messstelle



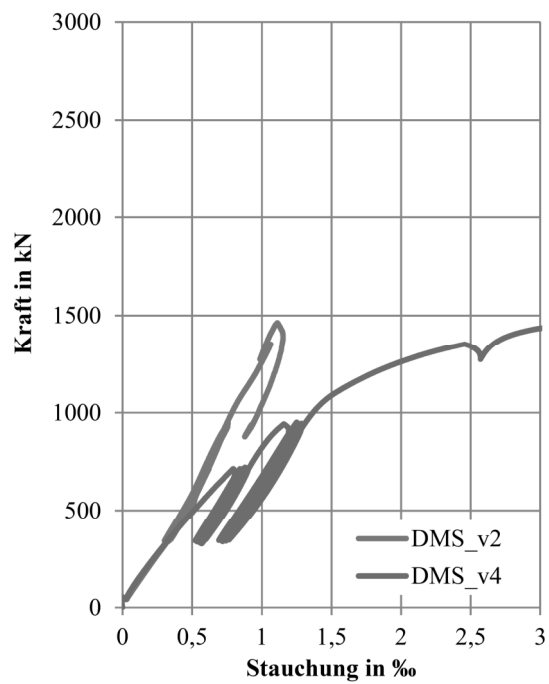
Verformung untere Messstelle



Querdehnung

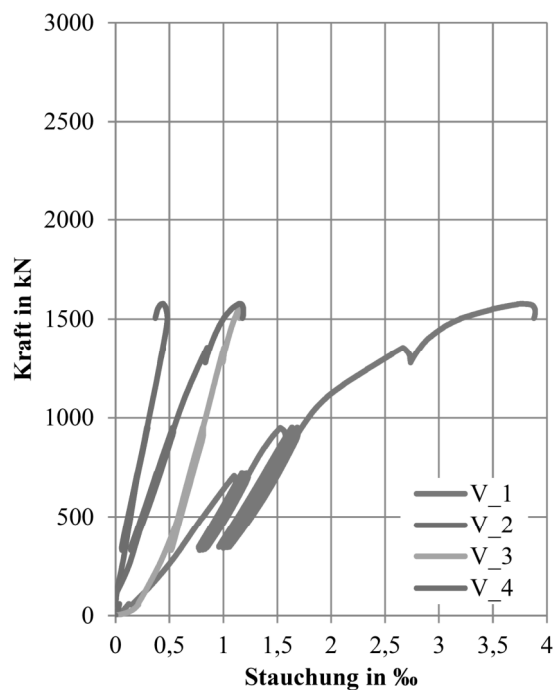


Längsbewehrung

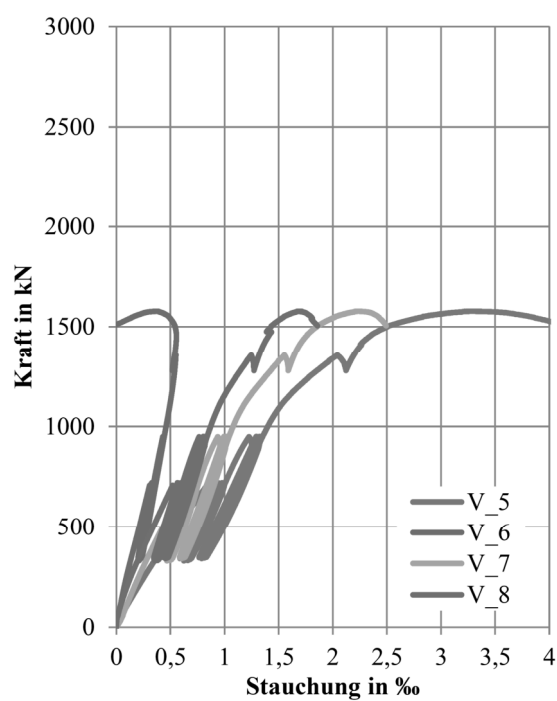


## Aufzeichnungen Stütze V5.17

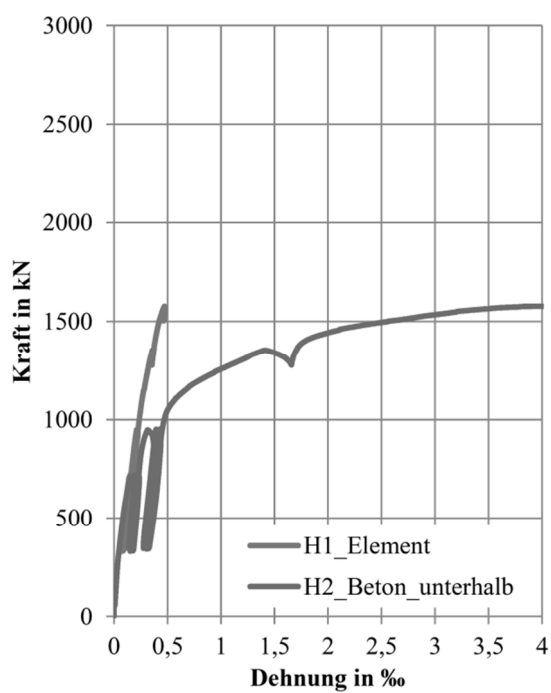
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

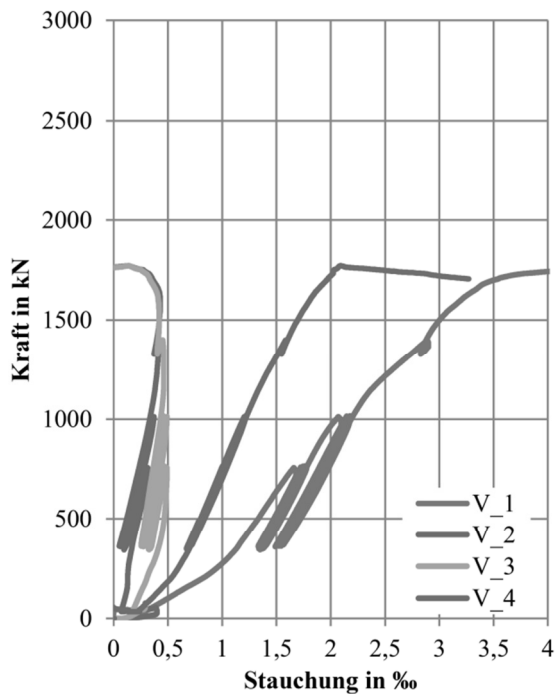


Querdehnung

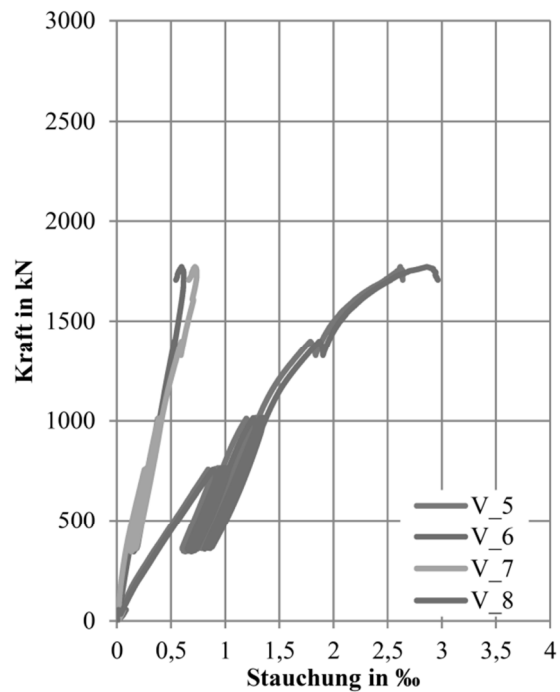


Aufzeichnungen Stütze V5.18

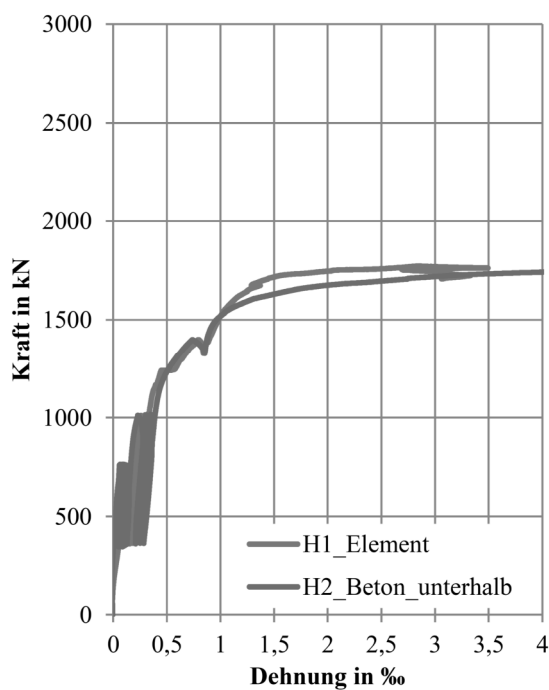
Verformung obere Messstelle



Verformung untere Messstelle

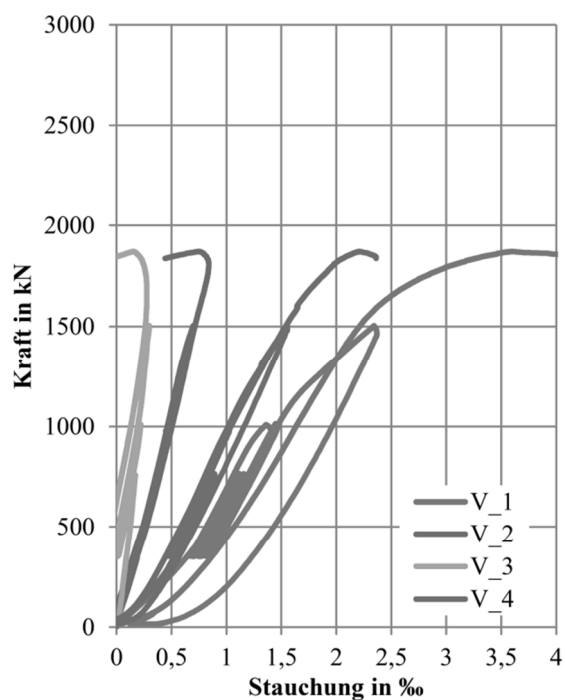


Querdehnung

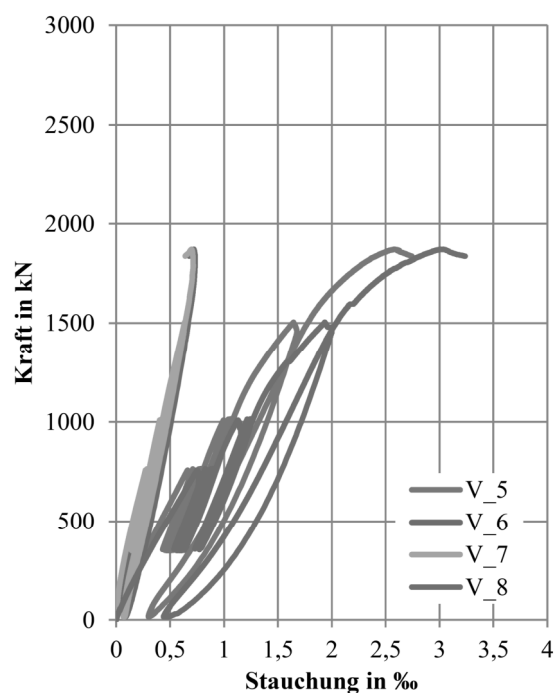


## Aufzeichnungen Stütze V5.19

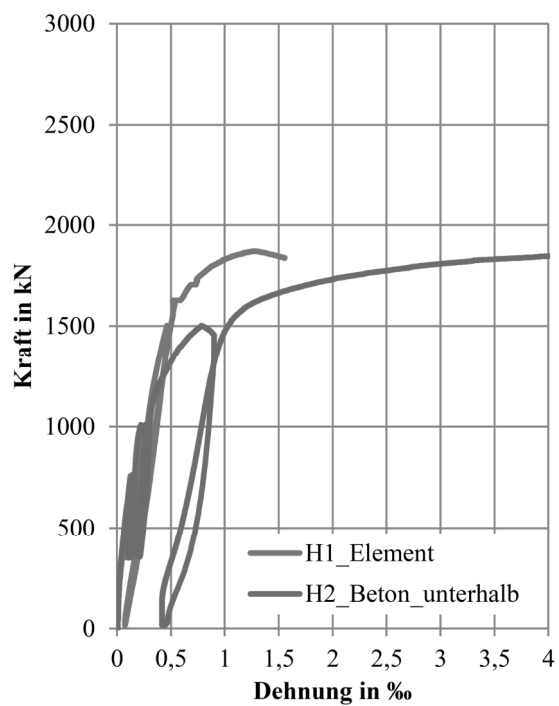
Verformung obere Messstelle



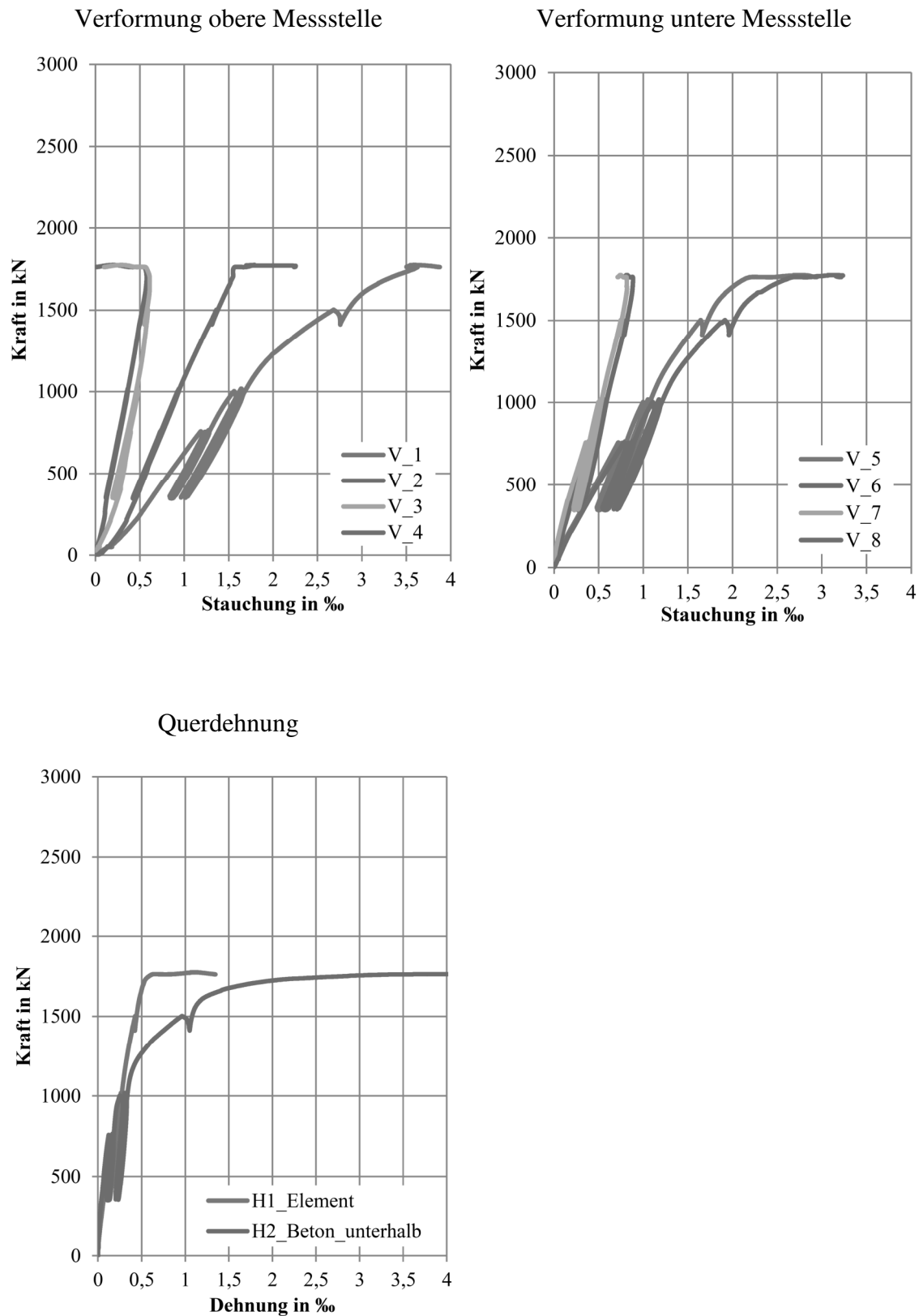
Verformung untere Messstelle



Querdehnung



Aufzeichnungen Stütze V5.20





## Anhang G – In der Modellierung verwendete Exzentrizitäten

Versuch	Exzentrizität am LC-Element in mm		Exzentrizität am unteren Betonelement in mm	
V1.1	$e_{x,ATENA,oben} = 4$	$e_{y,ATENA,oben} = 6$	$e_{x,ATENA,unten} = 14$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V1.2	$e_{x,ATENA,oben} = 14$	$e_{y,ATENA,oben} = 4$	$e_{x,ATENA,unten} = 21$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V1.3	$e_{x,ATENA,oben} = 36$	$e_{y,ATENA,oben} = 4$	$e_{x,ATENA,unten} = 60$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V1.4	$e_{x,ATENA,oben} = 42$	$e_{y,ATENA,oben} = 1$	$e_{x,ATENA,unten} = 58$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V1.5	$e_{x,ATENA,oben} = 30$	$e_{y,ATENA,oben} = 3$	$e_{x,ATENA,unten} = 62$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V2.1	$e_{x,ATENA,oben} = 23$	$e_{y,ATENA,oben} = 1$	$e_{x,ATENA,unten} = 21$	$e_{y,ATENA,unten} = 1$
V2.2	$e_{x,ATENA,oben} = 31$	$e_{y,ATENA,oben} = 6$	$e_{x,ATENA,unten} = 16$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V3.1	$e_{x,ATENA,oben} = 9$	$e_{y,ATENA,oben} = -7$	$e_{x,ATENA,unten} = 14$	$e_{y,ATENA,unten} = 2$
V3.2	$e_{x,ATENA,oben} = 12$	$e_{y,ATENA,oben} = 1$	$e_{x,ATENA,unten} = 17$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V3.3	$e_{x,ATENA,oben} = 9$	$e_{y,ATENA,oben} = -3$	$e_{x,ATENA,unten} = 12$	$e_{y,ATENA,unten} = 2$
Ref. I (V3.4)	$e_{x,ATENA,oben} = 18$	$e_{y,ATENA,oben} = 1$	$e_{x,ATENA,unten} = 26$	$e_{y,ATENA,unten} = 1$
V4.1	$e_{x,ATENA,oben} = 14$	$e_{y,ATENA,oben} = 5$	$e_{x,ATENA,unten} = 33$	$e_{y,ATENA,unten} = -6$
V4.2	$e_{x,ATENA,oben} = 14$	$e_{y,ATENA,oben} = -9$	$e_{x,ATENA,unten} = 37$	$e_{y,ATENA,unten} = 25$
V4.3	$e_{x,ATENA,oben} = 19$	$e_{y,ATENA,oben} = 10$	$e_{x,ATENA,unten} = 29$	$e_{y,ATENA,unten} = -17$
V4.4	$e_{x,ATENA,oben} = 27$	$e_{y,ATENA,oben} = 3$	$e_{x,ATENA,unten} = 30$	$e_{y,ATENA,unten} = 20$
V4.5	$e_{x,ATENA,oben} = 9$	$e_{y,ATENA,oben} = 6$	$e_{x,ATENA,unten} = 31$	$e_{y,ATENA,unten} = -8$
Ref. II (V4.6)	$e_{x,ATENA,oben} = 15$	$e_{y,ATENA,oben} = 0$	$e_{x,ATENA,unten} = 40$	$e_{y,ATENA,unten} = 18$
V5.1	$e_{x,ATENA,oben} = 45$	$e_{y,ATENA,oben} = -1$	$e_{x,ATENA,unten} = 28$	$e_{y,ATENA,unten} = 3$
V5.2	$e_{x,ATENA,oben} = 27$	$e_{y,ATENA,oben} = 10$	$e_{x,ATENA,unten} = 23$	$e_{y,ATENA,unten} = 3$
V5.3	$e_{x,ATENA,oben} = 36$	$e_{y,ATENA,oben} = 6$	$e_{x,ATENA,unten} = 17$	$e_{y,ATENA,unten} = 4$
V5.4	$e_{x,ATENA,oben} = 37$	$e_{y,ATENA,oben} = -2$	$e_{x,ATENA,unten} = 12$	$e_{y,ATENA,unten} = 6$
V5.5	$e_{x,ATENA,oben} = 41$	$e_{y,ATENA,oben} = -11$	$e_{x,ATENA,unten} = 9$	$e_{y,ATENA,unten} = 9$
Ref. III (V5.6)	$e_{x,ATENA,oben} = 24$	$e_{y,ATENA,oben} = 4$	$e_{x,ATENA,unten} = 26$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V5.7	$e_{x,ATENA,oben} = 28$	$e_{y,ATENA,oben} = -1$	$e_{x,ATENA,unten} = 15$	$e_{y,ATENA,unten} = 3$
V5.8	$e_{x,ATENA,oben} = 22$	$e_{y,ATENA,oben} = -10$	$e_{x,ATENA,unten} = 19$	$e_{y,ATENA,unten} = -13$
V5.9	$e_{x,ATENA,oben} = 31$	$e_{y,ATENA,oben} = -2$	$e_{x,ATENA,unten} = 21$	$e_{y,ATENA,unten} = 3$
Ref. IV (V5.10)	$e_{x,ATENA,oben} = 25$	$e_{y,ATENA,oben} = 4$	$e_{x,ATENA,unten} = 25$	$e_{y,ATENA,unten} = -1$
Ref. V (V5.11)	$e_{x,ATENA,oben} = 25$	$e_{y,ATENA,oben} = 2$	$e_{x,ATENA,unten} = 14$	$e_{y,ATENA,unten} = 2$
Ref. VI (V5.12)	$e_{x,ATENA,oben} = 29$	$e_{y,ATENA,oben} = 9$	$e_{x,ATENA,unten} = 15$	$e_{y,ATENA,unten} = -3$
Ref. VII (V5.13)	$e_{x,ATENA,oben} = 31$	$e_{y,ATENA,oben} = 3$	$e_{x,ATENA,unten} = 24$	$e_{y,ATENA,unten} = -2$
Ref. VIII (V5.14)	$e_{x,ATENA,oben} = 19$	$e_{y,ATENA,oben} = 4$	$e_{x,ATENA,unten} = 28$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V5.15	$e_{x,ATENA,oben} = 36$	$e_{y,ATENA,oben} = -2$	$e_{x,ATENA,unten} = 23$	$e_{y,ATENA,unten} = 0$
V5.16	$e_{x,ATENA,oben} = 28$	$e_{y,ATENA,oben} = 2$	$e_{x,ATENA,unten} = 19$	$e_{y,ATENA,unten} = -5$
V5.17	$e_{x,ATENA,oben} = 27$	$e_{y,ATENA,oben} = -4$	$e_{x,ATENA,unten} = 10$	$e_{y,ATENA,unten} = -3$
V5.18	$e_{x,ATENA,oben} = 29$	$e_{y,ATENA,oben} = -22$	$e_{x,ATENA,unten} = 14$	$e_{y,ATENA,unten} = -14$
V5.19	$e_{x,ATENA,oben} = 16$	$e_{y,ATENA,oben} = -26$	$e_{x,ATENA,unten} = 12$	$e_{y,ATENA,unten} = -16$
V5.20	$e_{x,ATENA,oben} = 29$	$e_{y,ATENA,oben} = -11$	$e_{x,ATENA,unten} = 1$	$e_{y,ATENA,unten} = -16$

### Anhang H – Ergebnisse der Parameterstudie

1. Druckfestigkeit und Bewehrungsgrad
2. Anzahl der Stäbe der Längsbewehrung
3. Exzentrizität der Belastung
4. Breite des LC-Elementes
5. Verhältnis von Dicke zu Breite des LC-Elementes

## 1. Druckfestigkeit und Bewehrungsgrad

$N_{R,FEM}$ in kN		C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$\rho_l$ in %	Bewehrung						
1	4 Ø14	1908	2156	2392	2600	2819	2990
2	4 Ø20	2062	2295	2508	2699	2839	2965
3	4 Ø25	2095	2334	2512	2693	2837	2959
4	4 Ø28	2113	2344	2515	2691	2834	2953
5	4 Ø32	2094	2328	2511	2686	2827	2947
6	4 Ø35	2088	2321	2506	2681	2820	2941
9	4 Ø43	2019	2254	2455	2635	2763	2874
$N_{R,Theorie, Stütze, OS}$ in kN		C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$\rho_l$ in %	Bewehrung						
1-9	4 Ø14 - Ø 43	1733	1995	2258	2520	2783	3045

## 2. Anzahl der Stäbe der Längsbewehrung

$N_{R,FEM}$ mit acht Stäben in kN		C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$\rho_l$ in %	Bewehrung						
1	8 Ø10	1907	2155	2392	2603	2830	3009
2	8 Ø14	2123	2361	2585	2786	2924	3036
2,6	8 Ø16	2197	2420	2621	2796	2926	3043
4	8 Ø20	2244	2457	2653	2801	2933	3043
6,3	8 Ø25	2250	2475	2622	2784	2908	3020
10,3	8 Ø32	2243	2435	2600	2749	2862	2969
$N_{R,FEM}$ mit zwölf Stäben in kN		C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$\rho_l$ in %	Bewehrung						
1	12 Ø8	1899	2146	2383	2596	2829	3009
2,2	12 Ø12	2166	2399	2628	2814	2962	3099
3	12 Ø14	2292	2503	2682	2842	2976	3105
6	12 Ø20	2330	2524	2698	2831	2947	3050
9,4	12 Ø25	2305	2508	2666	2784	2904	2996

## 3. Exzentrizität der Belastung

$N_{R,FEM}$ in kN	C25/30				C50/60			
	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$
$e/h$								
0,00	2412	2651	2657	2523	3916	3839	3800	3679
0,04	2136	2358	2365	2287	3391	3399	3383	3308
0,08	1908	2095	2094	2019	2990	2959	2947	2874
0,12	1740	1888	1887	1837	2681	2692	2657	2401
0,16	1560	1687	1685	1649	2391	2380	2350	2134
0,20	1363	1478	1493	1482	2055	2032	2010	1866
$N_{R,Theorie, Stütze, OS}$ in kN		C25/30			C50/60			
$e/h$		$\rho_l = 0,01 - 0,09$			$\rho_l = 0,01 - 0,09$			
0,00		2063			3625			
0,04		1898			3335			
0,08		1733			3045			
0,12		1568			2755			
0,16		1403			2465			
0,20		1238			2175			

4. Breite des LC-Elementes

$N_{R,FEM}$ in kN	C25/30				C50/60			
$\beta$	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$
1,0	1908	2095	2094	2019	2990	2959	2947	2874
0,9	1876	1909	1901	1866	2619	2559	2544	2486
$N_{R,Theorie, Stütze, OS}$ in kN	C25/30				C50/60			
$\beta$	$\rho_l = 0,01 - 0,09$				$\rho_l = 0,01 - 0,09$			
0 - 1,0	1733				3045			

5. Verhältnis von Dicke zu Breite des LC-Elementes

$N_{R,FEM}$ in kN	C25/30				C50/60			
$e/h$	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$	$\rho_l = 0,01$	$\rho_l = 0,03$	$\rho_l = 0,05$	$\rho_l = 0,09$
0,40	1908	2095	2094	2305	2990	2959	2947	2996
0,35	1921	2141	2125	2376	3043	3093	3041	3154
0,30	1918	2150	2172	2476	3084	3164	3114	3248
0,20	1920	2232	2230	2642	3141	3407	3422	3703
$N_{R,Theorie, Stütze, OS}$ in kN	C25/30				C50/60			
$e/h$	$\rho_l = 0,01 - 0,09$				$\rho_l = 0,01 - 0,09$			
0,2 – 0,4	1733				3045			

**Dissertationsreihe**

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

Institut für Massivbau

Technische Universität Darmstadt

- Heft 1:     **Stefan Kempf (2001)**  
*Technische und wirtschaftliche Bewertung der Mindestbewehrungsregeln für Stahlbetonbauteile*
- Heft 2:     **Katja Reiche (2001)**  
*Nachhaltigkeitsanalyse demontagegerechter Baukonstruktionen – Entwicklung eines Analysemodells für den Entwurf von Gebäuden*
- Heft 3:     **Michael Six (2001)**  
*Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau*
- Heft 4:     **Eric Simon (2002)**  
*Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen*
- Heft 5:     **Holger Schmidt (2003)**  
*Versagenswahrscheinlichkeit unbewehrter Wand-Decken-Verbindungen bei Gasexplosionen im Fertigteilbau*
- Heft 6:     **Andreas Bachmann (2003)**  
*Ein wirklichkeitsnaher Ansatz der böenerregten Windlasten auf Hochhäuser in Frankfurt/Main*
- Heft 7:     **Duy Tien Nguyen (2004)**  
*Rotationskapazität von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen mit Schubrissbildung*
- Heft 8:     **Gert Wolfgang Riegel (2004)**  
*Ein softwaregestütztes Berechnungsverfahren zur Prognose und Beurteilung der Nutzungskosten von Bürogebäuden*
- Heft 9:     **Christian Glock (2004)**  
*Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände – Nichtlineares Berechnungsmodell und konsistentes Bemessungskonzept für schlanke Wände unter Druckbeanspruchung*
- Heft 10:    **Kati Herzog (2005)**  
*Lebenszykluskosten von Baukonstruktionen – Entwicklung eines Modells und einer Softwarekomponente zur ökonomischen Analyse und Nachhaltigkeitsbeurteilung von Gebäuden*

- Heft 11: **Andreas Garg (2006)**  
*Spannungszustände in Fahrbahnplatten weit gespannter Stahlverbundbrücken – Empfehlungen für die Herstellung der Ortbeton-Fahrbahnplatte von Talbrücken mit der Schalwagenmethode*
- Heft 12: **Tilo Proske (2007)**  
*Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton – Ein wirklichkeitsnahes Modell zur Bestimmung der Einwirkungen auf Schalung und Rüstung*
- Heft 13: **Simon Glowienka (2007)**  
*Zuverlässigkeit von Mauerwerkswänden aus großformatigen Steinen – Probabilistische Analyse von großformatigem Mauerwerk aus Kalksandstein und Porenbeton mit Dünnbettvermörtelung*
- Heft 14: **Alexander Renner (2007)**  
*Energie- und Ökoeffizienz von Wohngebäuden – Entwicklung eines Verfahrens zur lebenszyklusorientierten Bewertung der Umweltwirkungen unter besonderer Berücksichtigung der Nutzungsphase*
- Heft 15: **Guido Hausmann (2007)**  
*Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften*
- Heft 16: **Stefan Daus (2007)**  
*Zuverlässigkeit des Klebeverbundes von nachträglich verstärkten Betonbauteilen – Sicherheitskonzept für den Verbundnachweis von oberflächlich geklebter Bewehrung*
- Heft 17: **Thomas Kranzler (2008)**  
*Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk*
- Heft 18: **Lars Richter (2009)**  
*Tragfähigkeit nichttragender Wände aus Mauerwerk – Ein nichtlineares Berechnungsmodell und Bemessungsverfahren für biegebeanspruchte Innen- und Außenwände*
- Heft 19: **Markus Spengler (2010)**  
*Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr - Entwicklung eines Antwortspektrums zur Erfassung der dynamischen Tragwerksreaktion*

- Heft 20: **Ngoc Linh Tran (2011)**  
*Berechnungsmodell zur vereinfachten Abschätzung des Ermüdungsverhaltens von Federplatten bei Fertigträgerbrücken*
- Heft 21: **Carmen Schneider (2011)**  
*Steuerung der Nachhaltigkeit im Planungs- und Realisierungsprozess von Büro- und Verwaltungsgebäuden – Entwicklung eines Instrumentes zur Vorbereitung und Optimierung der Nachhaltigkeitsqualität*
- Heft 22: **Frank Ritter (2011)**  
*Lebensdauer von Bauteilen und Bauelementen – Modellierung und praxisnahe Prognose*
- Heft 23: **Benjamin von Wolf-Zdekauer (2011)**  
*Energieeffizienz von Anlagensystemen zur Gebäudekühlung – Ein nutzenbezogener Bewertungsansatz*
- Heft 24: **Eric Brehm (2011)**  
*Reliability of Unreinforced Masonry Bracing Walls – Probabilistic Approach and Optimized Target Values*
- Heft 25: **Carolin Roth (2011)**  
*Lebenszyklusanalyse von Baukonstruktionen unter Nachhaltigkeitsgesichtspunkten – Ein Beitrag zur Beurteilung der Nachhaltigkeit von Gebäuden bei ungewissem Lebensweg*
- Heft 26: **Kay-Uwe Thorn (2013)**  
*Neuentwicklung eines Ladungsrückhaltesystems aus textilbewehrten Betonfertigteilen*
- Heft 27: **Andreas Greck (2013)**  
*Straßenbrücken mit einteiligem Verbundquerschnitt – Optimierung des Betonierablaufs der Fahrbahnplatte und Entwicklung eines Vorschlags zur vereinfachten globalen Systemberechnung beim Einsatz mehrerer Schalwagen*
- Heft 28: **Martin Heimann (2013)**  
*Tragwerkszuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus ultrahochfestem Beton*
- Heft 29: **Torsten Mielecke (2013)**  
*Nachhaltigkeitsbewertung von Einfamilienhäusern – Ein Beitrag zur Beurteilung und Optimierung der Nachhaltigkeitsqualität von kleinen Wohngebäuden*

- Heft 30: **Sebastian Pohl (2013)**  
*Nachhaltigkeit im Gebäudebetrieb – Ein Vorschlag zur Diversifizierung des bau- und immobilienwirtschaftlichen Zertifizierungsregimes in Deutschland*
- Heft 31: **Stefan Hainer (2015)**  
*Karbonatisierungsverhalten von Betonen unter Einbeziehung klinkerreduzierter Zusammensetzungen – Ein Modell zur Abschätzung des Karbonatisierungsfortschrittes*
- Heft 32: **Achim Knauff (2016)**  
*Heizwärmeerzeugung mit Solarthermie, Geothermie und Photovoltaik für Büro- und Verwaltungsgebäude*
- Heft 33: **Ulf Grziwa (2017)**  
*Zuverlässigkeit schlanker UHPC-Druckglieder mit räumlich streuenden Materialeigenschaften*
- Heft 34: **Björn Freund (2017)**  
*Frischbetondruck lotrechter, geneigter und gekrümmter Betonbauteile bei Verwendung von Betonen mit hoher Fließfähigkeit*
- Heft 35: **Gökhan Uysal (2017)**  
*Kostenrisiken von Industriebauten mit flexiblen Nutzungsszenarien – Ein Berechnungsmodell für die Investitionsentscheidung unter Verwendung probabilistischer Methoden*
- Heft 36: **Moien Rezvani (2017)**  
*Shrinkage model for concrete made of limestone-rich cements – An approach from cement paste to concrete*
- Heft 37: **Claudia Weißmann (2017)**  
*Effizienter Einsatz erneuerbarer Energieträger in vernetzten Wohnquartieren – Entwicklung eines simulationsbasierten Verfahrens zur energetischen, ökologischen und ökonomischen Bewertung*
- Heft 38: **Markus Blatt (2017)**  
*Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetondeckenknoten*
- Heft 39: **Michael Schmitt (2017)**  
*Tragfähigkeit ausfachender Mauerwerkswände unter Berücksichtigung der verformungsbasierten Membranwirkung*
- Heft 40: **Valentin Förster (2018)**  
*Tragfähigkeit unbewehrter Beton- und Mauerwerksdruckglieder bei zweiachsig exzentrischer Beanspruchung*



- Heft 41: **Ngoc Linh Tran (2018), Habilitationsschrift**  
*Shear strength of slender reinforced concrete members without shear reinforcement – A mechanical model*
- Heft 42: **Jaroslav Kohoutek (2018)**  
*Zuverlässigkeit integraler Straßenbrücken in Massivbauweise*
- Heft 43: **Jochen Zeier (2019)**  
*Thermisch getrennte Stützen-Decken-Anschlüsse im Stahlbetonbau – Ein Modell zum Tragverhalten bei großen Fugendicken*

